

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

RÉHABILITATION SISMIQUE DES PILIERS DE PONTS RECTANGULAIRES À  
L'AIDE DE CHEMISES EN BRP ET EN BFUP

GUILLAUME BOUCHER-PROULX

DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES ÉCOLE  
POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION  
DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES  
(GÉNIE CIVIL)  
AVRIL 2008

© Guillaume Boucher-Proulx, 2008.



Library and  
Archives Canada

Bibliothèque et  
Archives Canada

Published Heritage  
Branch

Direction du  
Patrimoine de l'édition

395 Wellington Street  
Ottawa ON K1A 0N4  
Canada

395, rue Wellington  
Ottawa ON K1A 0N4  
Canada

*Your file    Votre référence*

*ISBN: 978-0-494-41548-1*

*Our file    Notre référence*

*ISBN: 978-0-494-41548-1*

**NOTICE:**

The author has granted a non-exclusive license allowing Library and Archives Canada to reproduce, publish, archive, preserve, conserve, communicate to the public by telecommunication or on the Internet, loan, distribute and sell theses worldwide, for commercial or non-commercial purposes, in microform, paper, electronic and/or any other formats.

The author retains copyright ownership and moral rights in this thesis. Neither the thesis nor substantial extracts from it may be printed or otherwise reproduced without the author's permission.

**AVIS:**

L'auteur a accordé une licence non exclusive permettant à la Bibliothèque et Archives Canada de reproduire, publier, archiver, sauvegarder, conserver, transmettre au public par télécommunication ou par l'Internet, prêter, distribuer et vendre des thèses partout dans le monde, à des fins commerciales ou autres, sur support microforme, papier, électronique et/ou autres formats.

L'auteur conserve la propriété du droit d'auteur et des droits moraux qui protègent cette thèse. Ni la thèse ni des extraits substantiels de celle-ci ne doivent être imprimés ou autrement reproduits sans son autorisation.

---

In compliance with the Canadian Privacy Act some supporting forms may have been removed from this thesis.

Conformément à la loi canadienne sur la protection de la vie privée, quelques formulaires secondaires ont été enlevés de cette thèse.

While these forms may be included in the document page count, their removal does not represent any loss of content from the thesis.

Bien que ces formulaires aient inclus dans la pagination, il n'y aura aucun contenu manquant.

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé:

RÉHABILITATION SISMIQUE DES PILIERS DE PONTS RECTANGULAIRES À  
L'AIDE DE CHEMISES EN BRP ET EN BRP

présenté par: BOUCHER-PROULX Guillaume

en vue de l'obtention du diplôme de: Maîtrise ès sciences appliquées

a été dûment accepté par le jury d'examen constitué de:

M. CHARRON Jean-Philippe, Ph.D., président

M. MASSICOTTE Bruno Ph.D., membre et directeur de recherche

M. LÉGER Pierre, Ph.D., membre

## DÉDICACE

*À Judith*  
*Pour tout*

## REMERCIEMENTS

J'aimerais tout d'abord remercier mon directeur de maîtrise, M. Bruno Massicotte, pour l'opportunité qu'il m'a offerte de travailler sur un projet aussi enrichissant et stimulant et pour la confiance qu'il m'a témoignée dans le cadre de projets extérieurs.

Mes remerciements vont aussi au personnel du laboratoire pour leur aide et leur support : MM. Slava Koval, Denis Fortier, Patrice Bélanger, Cédric Androuet et David Ek.

Merci aussi aux professeurs du GRS, particulièrement M. Jean-Philippe Charron qui a toujours été disponible pour répondre à mes questions sur les bétons. Merci aussi à Mme Anne-Marie Goulet pour m'avoir grandement facilité la vie avec les aspects administratifs.

Un remerciement spécial doit être fait à M. Renaud De Montaignac, avec qui j'ai partagé de bien heureux moments, pour son aide et sa disponibilité. Je me dois aussi de souligner le travail de Louis-Philippe Chartrand avec qui j'ai réalisé plusieurs tâches expérimentales.

J'aimerais témoigner ma reconnaissance envers le chapitre Québec et est de l'Ontario du ACI pour leur soutien financier et la reconnaissance de l'importance de ce projet. Le support du CRSNG pour la réalisation de cette recherche doit aussi être souligné.

Merci aux compagnies Bekaert, Demix et Euclid d'avoir gracieusement fournit des matériaux utilisés dans cette recherche.

En terminant, merci à mes proches, que j'aime et qui me soutiennent.

## RÉSUMÉ

Les codes de conception parasismique ont beaucoup évolué au cours des 40 dernières années. Les règles de conception des piliers en béton armé antérieures à l'application du code CSA S6-88 ne permettent pas de résister adéquatement aux séismes importants. Il a été constaté suite à des tremblements de terre récents, que plusieurs piliers qui ne comportaient pas des détails de conception parasismique appropriés ont été sévèrement abîmés et ont entraîné la ruine des ponts touchés. Un des modes de rupture fréquemment observés est la perte d'ancrage des armatures chevauchées, caractérisée par le fendage du béton d'enrobage. Ce mode de rupture est conditionné par une conception déficiente au niveau de la zone de chevauchement des armatures. On retrouve, dans les piliers de ponts conçus avant l'apparition des règles de conception parasismiques modernes, des armatures chevauchées sur une longueur nettement insuffisante dans les zones de moment maximum. Le niveau de confinement est souvent trop faible en raison du nombre insuffisant d'étriers, de l'espacement trop important de ceux-ci et du fait qu'ils sont non refermés. Ces caractéristiques sont à la base d'une rupture par perte d'ancrage. Ce mode de rupture est caractérisé par une fissuration de fendage sur les faces du pilier, qui entraîne une dislocation du couvert de béton, et une perte de l'ancrage des barres d'armatures qui glissent. La capacité portante de la pile est ainsi drastiquement diminuée. Les méthodes de renforcement développées pour enrayer ce type de rupture, mais elles consistent généralement en l'ajout d'une enveloppe extérieure permettant d'augmenter le confinement du pilier. Les piliers rectangulaires ne peuvent toutefois pas être confinés adéquatement et efficacement par les méthodes développées à ce jour, ce qui a stimulé le développement de nouvelles techniques de réhabilitation.

Le présent projet de recherche vise à poursuivre le développement d'une méthode de réhabilitation novatrice qui consiste à enlever le béton d'enrobage original au niveau du chevauchement et de le remplacer par un béton renforcé de fibres (BRF). Cette réhabilitation permet d'augmenter la force d'ancrage entre les barres et le béton, pour

ralentir et réduire la fissuration de fendage et ainsi améliorer la résistance et la ductilité lors d'un séisme.

Pour y parvenir ce projet de recherche se divise en trois étapes principales. Premièrement, des bétons de réparation ont été développés pour répondre spécifiquement aux critères fixés par la méthode de réhabilitation. Ainsi, un BRF de 55 MPa et un béton fibré à ultra-hautes performances (BFUP) de 130 MPa ont été élaborés et optimisés. Dans un deuxième temps, des essais d'arrachement modifiés sur des colonnes de petite dimension ont été réalisés. L'objectif de ces essais était tout d'abord de comparer l'efficacité des deux bétons de réparation lors d'un épisode de fendage et d'améliorer la compréhension du phénomène. Les résultats des essais ont permis de conclure à la grande efficacité du BFUP pour reprendre les efforts internes de traction transférés par les armatures. La charge de rupture a été nettement augmentée par la réparation en BFUP. Ce renforcement a donc été choisi pour réaliser la dernière étape expérimentale. Cette ultime étape avait pour but de vérifier l'efficacité de la réhabilitation à grande échelle sur un pilier, de 2,0 m x 0,5 m x 4,5 m de hauteur, conçu selon les normes des années 1970. Un protocole de chargement statique-cyclique simulant un séisme a permis de comparer le comportement du pilier réparé à celui du pilier de référence identique mais non réhabilité. Le pilier de référence, reproduisant les détails de conception typiques des piliers du parc d'ouvrages d'art construit avant 1990, a eu un comportement insatisfaisant lors de l'essai. Une perte rapide de la rigidité et de la capacité portante a été constatée, ce qui n'a pas permis d'atteindre la ductilité nécessaire à un comportement sismique adéquat. En contre partie, le pilier réhabilité a obtenu des résultats complètement opposés. Il a conservé sa capacité portante et sa rigidité et a même démontré un comportement écrouissant. La zone réparée ne présentait pratiquement aucune fissure de fendage. Les résultats obtenus ont permis de conclure à la grande efficacité de cette réhabilitation et à la possibilité de la réaliser facilement en chantier.

## ABSTRACT

Bridge piers designed prior to the application of the S6-88 design code cannot sustain important earthquakes like they should. Observations following recent historical earthquakes have shown that piers have been heavily damaged. One of the main failure modes observed, the splitting failure, resulting in the lost of bond strength, is caused by design flaws in the lap splice region. Numerous bridge piers designed prior to the understanding of capacity design philosophy for seismic behaviour present lap splices too short and located in the plastic hinge region. The confinement of these piers is deficient due to the lack of adequate transverse reinforcements. These flaws result in the development of splitting cracks in the concrete cover, which leads to its dislocation and the lost of bond strength of the splice bars. Strengthening methods have been previously developed to eliminate failure mode, mainly using an outside steel or FRP jacket that increases the pier confinement. Rectangular piers ( $b/h \geq 2$ ) cannot be efficiently and economically confined using existing techniques. This has motivated the development of new strengthening techniques and philosophy.

The present project aims at pursuing the development of a recent rehabilitation technique based on the replacement of the original concrete surrounding the lap splice region by a fibre reinforced concrete (FRC). Past research using this rehabilitation technique indicated the increase in the bond strength of bars, the decrease of the concrete cracking and the increase of the piers strength and ductility.

The project is divided in three parts. Firstly, two FRC mixes have been developed: a FRC of 55 MPa and ultra-high performances fibres reinforced concrete (UHPFRC) of 130 MPa. Both mixes presented excellent fluidity, an essential characteristic in this project. During the second part of the project, the two concretes were compared on their ability of mitigating the splitting failure mode. Columns of small dimension were built



and tested under a modified pullout test that caused a splitting failure. The main objective of these tests was to compare the two strengthening materials and understand the splitting behaviour. The results obtained with the UHPFRC were much better than those obtained with the FRC. According to these results, it was decided that the UHPFRC was retained for the remaining of the project. In the last experimental part, two large bridge piers were built. They were designed identically using codes from the seventies. A cyclic loading protocol simulating an earthquake at static pace was applied to both piers of 2,0 m x 0,5 m x 4,5 m in height. The reference pier exhibited a poor behaviour during the test, as it quickly cracked, rapidly lost its strength and stiffness and had presented only a modest ductility. The rehabilitated pier showed a completely opposite behaviour. It resisted cracking in the strengthened zone and kept its stiffness through wide displacements. Even better, it displayed a strain hardening behaviour and great energy dissipation abilities.

In conclusion, the reinforcement using UHPFRC in the lap splice region is really efficient and it is possible to easily apply it on a real structure on the field.

## TABLE DES MATIÈRES

<b>DÉDICACE .....</b>	<b>IV</b>
<b>REMERCIEMENTS.....</b>	<b>V</b>
<b>RÉSUMÉ.....</b>	<b>VI</b>
<b>ABSTRACT .....</b>	<b>VIII</b>
<b>TABLE DES MATIÈRES .....</b>	<b>X</b>
<b>LISTE DES FIGURES .....</b>	<b>XV</b>
<b>LISTE DES TABLEAUX.....</b>	<b>XXII</b>
<b>LISTE DES SYMBOLES ET DES ABRÉVIATIONS.....</b>	<b>XXIII</b>
<b>LISTE DES ANNEXES .....</b>	<b>XXVI</b>

<b>CHAPITRE 1 INTRODUCTION .....</b>	<b>1</b>
1.1 Généralités.....	1
1.2 Problématique .....	3
1.3 Objectifs et portée du projet de recherche.....	5
1.4 Méthodologie du projet de recherche.....	6
1.5 Organisation du mémoire.....	7

<b>CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE.....</b>	<b>8</b>
2.1 Séismes.....	8
2.2 Comportement sismique des ponts .....	11
2.3 Ductilité.....	16
2.3.1 Notions de ductilité .....	16

2.3.2 Conception ductile.....	18
2.4 Comportement des barres ancrées dans le béton.....	20
2.4.1 Théorie de l'ancrage des barres.....	20
2.4.2 Zone de chevauchement.....	25
2.4.3 Évolution des codes et normes.....	28
2.4.3.1 Longueur de chevauchement.....	29
2.4.3.2 Espacement des étriers.....	30
2.5 Méthodes de réhabilitation.....	32
2.5.1 Méthodes de réhabilitations existantes.....	32
2.5.2 Orientation de la réhabilitation dans le cadre de ce projet.....	35
2.6 Bétons renforcés de fibres.....	36
2.6.1 Généralités.....	36
2.6.2 Fibres.....	37
2.6.2.1 Nature des fibres.....	37
2.6.2.2 Caractéristiques des fibres.....	39
2.6.2.3 Résistances mécaniques.....	43
2.7 Bétons Fibrés à Ultra-hautes Performances (BFUP).....	44
2.7.1 Principes de fabrication.....	44
2.7.2 Constituants du BFUP.....	46
2.7.3 Propriétés des BFUP.....	48

## **CHAPITRE 3 DÉVELOPPEMENT DES BÉTONS DE**

## **RÉPARATION.....51**

3.1 Introduction.....	51
3.2 Développement du BRF.....	52
3.2.1 Choix des matériaux constituants.....	52
3.2.2 Optimisation des constituants et du mélange.....	54

3.3 Développement du BFUP .....	58
3.3.1 Formulation du BFUP .....	59
3.3.2 Propriétés mécaniques de ce BFUP.....	62
3.4 Conclusion .....	71

## **CHAPITRE 4 ESSAIS D'ARRACHEMENT .....72**

4.1 Introduction .....	72
4.2 Description et objectifs du programme expérimental .....	72
4.3 Philosophie du programme expérimental .....	73
4.4 Méthodologie du programme expérimental .....	75
4.5 Conception et description des spécimens.....	80
4.5.1 Conception des spécimens.....	80
4.5.2 Construction des spécimens .....	88
4.6 Description de l'instrumentation du montage .....	91
4.7 Protocole expérimental .....	92
4.8 Réalisation des essais sur les spécimens à deux chevauchements .....	94
4.8.1 Spécimen de référence (R2) .....	94
4.8.2 Spécimen réparé à l'aide de BRF (F2) .....	100
4.8.3 Spécimen réparé à l'aide de BRF et d'ancrages mécaniques (F2A) .....	103
4.8.4 Spécimen réparé à l'aide de BFUP (FUP2).....	105
4.8.5 Spécimen réparé à l'aide de BFUP et d'ancrages (FUP2A).....	109
4.8.6 Comparaison des résultats des essais à deux chevauchements .....	110
4.9 Réalisation des essais des spécimens à trois chevauchements.....	115
4.9.1 Spécimen de référence (R3) .....	116
4.9.2 Spécimen réparé à l'aide de BRF (F3) .....	117
4.9.3 Spécimen réhabilité à l'aide de BFUP (FUP3).....	119

4.9.4 Comparaison des résultats des essais à trois chevauchements .....	123
4.10 Discussion des résultats des essais d'arrachement.....	126
4.11 Conclusion .....	129

## **CHAPITRE 5 ESSAIS SUR PILES DE GRANDE DIMENSION .....130**

5.1 Introduction.....	130
5.2 Objectifs et description du programme expérimental .....	130
5.3 Conception et description des spécimens.....	131
5.3.1 Semelles de fondation .....	132
5.3.2 Piliers rectangulaires .....	135
5.4 Réparation par chemisage en BFUP .....	145
5.5 Montage et protocole expérimental.....	158
5.5.1 Protocole expérimental.....	158
5.5.2 Montage expérimental.....	161
5.5.3 Instrumentation.....	164
5.5.4 Traitement des données .....	167
5.5.5 Propriétés des matériaux utilisés .....	168
5.6 Calculs théoriques de résistance.....	170
5.6.1 Résistance en flexion.....	170
5.6.2 Résistance en cisaillement.....	172
5.6.3 Vérification à l'aide du logiciel RESPONSE 2000.....	173
5.7 Réalisation des essais .....	176
5.7.1 Pilier de référence (S1).....	176
5.7.2 Pilier réparé (S2) .....	187
5.7.3 Essai flexion monotonique sur le pilier S2.....	195
5.8 Analyse des résultats.....	199

5.8.1 Fissuration .....	199
5.8.2 Déformations des armatures .....	202
5.8.3 Étude des coupes .....	211
5.8.4 Comportement global .....	218
5.9 Discussions.....	226

## **CHAPITRE 6 CONCLUSIONS.....228**

6.1 Rappel des objectifs .....	228
6.2 Comportement des piliers de ponts soumis à des efforts sismiques .....	229
6.3 Développement des BRF autonivelants .....	230
6.4 Essais d'arrachement.....	231
6.5 Essais sur piliers de grande dimension.....	232
6.6 Utilisation du BFUP .....	234
6.7 Recommandations .....	236

## **RÉFÉRENCES.....238**

## **ANNEXE.....247**

## LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 : Conception et fissures typiques d'un pilier présentant une déficience au niveau du joint de chevauchement des barres longitudinales (adapté de Vachon 2004).. 4

Figure 2.1 : Aléa relatif sismique du Canada (CGC 2005).....	9
Figure 2.2 : Séismes historiques (CGC 2005).....	9
Figure 2.3 : Rupture en cisaillement de piliers de ponts (Priestley et al., 1996) .....	12
Figure 2.4 : Rupture en cisaillement-flexion à mi-hauteur d'un pilier lors du séisme de Kobe en 1995 (Priestley et al. 1996).....	14
Figure 2.5 : Fissures de fendage et de flexion à la base d'un pilier rectangulaire .....	15
Figure 2.6 : Rupture par perte d'ancrage des barres (Priestley et al. 1996).....	16
Figure 2.7 : Représentation de la ductilité en déplacement d'un comportement cyclique .....	17
Figure 2.8 : Comportement cyclique présentant un manque de ductilité (Vachon 2004)17	
Figure 2.9 : Influence du confinement sur la résistance en compression (adapté de Holleran 1998) .....	19
Figure 2.10 : Concept de la force d'ancrage (Thompson, 2002) .....	21
Figure 2.11 : Anneau de tension radial autour des armatures (Cairns et Jones, 1996) ...	22
Figure 2.12 : Fissuration de fendage et efforts internes dans les matériaux (Thompson 2002) .....	22
Figure 2.13 : Fissures de fendage et de flexion (Vachon, 2004).....	23
Figure 2.14 : Orientation de la fissuration de fendage (Thompson 2002) .....	24
Figure 2.15 : Efforts de traction dans un acier transversal au droit d'une fissure de fendage (Thompson, 2002) .....	25
Figure 2.16 : Représentation des efforts dans le béton et dans l'étrier suite à la présence d'une fissure de fendage (Vachon, 2004) .....	25
Figure 2.17 : Zone ovale combinée des efforts de traction dans le béton.....	27

Figure 2.18 : Évolution des codes de conception du chevauchement et des étriers de 1974 à 1988 à 2000 (Adapté de Vachon 2004).....	32
Figure 2.19 : Réhabilitation par confinement pour différentes géométries .....	34
Figure 2.20 : Résistance en traction de trois géométries de fibres à trois pourcentages variables avec ou sans fumée de silice (Park et al. 2004) .....	41
Figure 2.21 : Comparaison des pâtes liantes selon les composants (Roy Della, 1987) ..	45
Figure 2.22 : Comportement du BFUP en compression uniaxiale (Charron, 2006).....	48
Figure 2.23 : Comportement en traction d'un BFUP (adapté de Denarié, 2004) .....	49
Figure 3.1 : Fibres utilisées dans le mélange du BRF (BEKAERT).....	53
Figure 3.2 : Maniabilimètre (adapté de Vachon 2004) .....	54
Figure 3.3 : Étalement de 530 mm pour le BRF optimisé .....	56
Figure 3.4 : Extrémité du béton frais suite au test d'étalement.....	56
Figure 3.5 : Coffrage test avec les barres chevauchées.....	57
Figure 3.6 : Façade du coffrage test.....	58
Figure 3.7 : 710 mm d'étalement pour le BFUP .....	62
Figure 3.8 : Montage de l'essai flexion quatre points sur plaques de BFUP .....	63
Figure 3.9 : Plaque de BFUP à la fin de l'essai de flexion .....	64
Figure 3.10 : Comparaison entre le module de rupture du BFUP et d'un BRF .....	65
Figure 3.11 : Montage en flexion trois points du prisme RILEM.....	67
Figure 3.12 : Résultats de trois prismes RILEM.....	67
Figure 3.13 : Fissure parasite du spécimen 3 .....	68
Figure 3.14 : Comparaison des $f_r$ pour les prismes et les RILEM des mélanges .....	69
Figure 4.1 : Montage original pour test de flexion .....	74
Figure 4.2 : Profilé W360 x 51 adapté pour monter la poutre de transfert .....	76
Figure 4.3 : Montage et description des pièces de la poutre de transfert.....	77
Figure 4.4 : Montage expérimental de l'essai d'arrachement.....	78
Figure 4.5 : Dessin en coupe du spécimen installé pour l'essai d'arrachement.....	79



Figure 4.6 : Le spécimen représente une tranche d'un pilier rectangulaire .....	80
Figure 4.7 : Conception des colonnes dans la zone de chevauchement.....	81
Figure 4.8 : Spécimens peints en blanc pour l'essai d'arrachement .....	82
Figure 4.9 : Deux chevauchements mis à nu pour effectuer la réparation.....	83
Figure 4.10 : Spécimen prêt à recevoir le BRF de réparation.....	85
Figure 4.11 : Spécimen réparé et installé sur la base d'ancrage .....	86
Figure 4.12 : Ancrages mécaniques au joint de réparation .....	88
Figure 4.13 : Barre usinée et fileté sur laquelle une jauge de déformations est collée ...	89
Figure 4.14 : Coffrages et polystyrènes avant la coulée des spécimens .....	89
Figure 4.15 : Coffrage et béton de réparation .....	90
Figure 4.16 : Positionnement des LVDT de fendages .....	92
Figure 4.17 : Courbe contraintes-déformations d'une barre 35M – 400W .....	93
Figure 4.18 : Début de la fissuration à 250 kN .....	95
Figure 4.19 : Allongement de la fissure de fendage critique à 350 kN.....	96
Figure 4.20 : Spécimen R2 après la rupture.....	96
Figure 4.21 : Graphique des déformations moyennes dans les barres d'ancrage .....	98
Figure 4.22 : Plan de rupture du spécimen R2 visible .....	99
Figure 4.23 : Fissure de fendage vers la face avant de R2.....	100
Figure 4.24 : Rupture du spécimen F2 .....	101
Figure 4.25 : Plan de fissuration observé sous F2.....	102
Figure 4.26 : Fissure verticale de F2A à 550 kN .....	103
Figure 4.27 : Plan de rupture avec les ancrages arrachés de F2A.....	104
Figure 4.28 : Fissures de retrait le long du joint de réparation .....	105
Figure 4.29 : Graphique de la moyenne des déformations dans une barre de l'essai FUP2 .....	107
Figure 4.30 : Le dessous du spécimen FUP2 ne présente pas de fissures de fendage vers la face avant.....	108
Figure 4.31 : Cheminement de la fissuration du spécimen FUP2.....	109
Figure 4.32 : Ouverture de la fissure de fendage de la colonne R2 .....	112

Figure 4.33 : Ouverture de la fissure de fendage du spécimen FUP2.....	113
Figure 4.34 : Ouverture de la fissure de fendage du spécimen FUP2A.....	114
Figure 4.35 : Patron de rupture du spécimen R3 à la fin de l'essai.....	116
Figure 4.36 : Plan de fissuration transversal sous le spécimen F3.....	118
Figure 4.37 : Plan de rupture du spécimen F2 suivant le joint de réparation.....	118
Figure 4.38 : Spécimen FUP3 à 500 kN .....	120
Figure 4.39 : Spécimen FUP3 à 800 kN .....	121
Figure 4.40 : Moyenne des déformations dans les trois barres .....	122
Figure 4.41 : Plan de rupture du spécimen FUP3 .....	123
Figure 4.42 : Ouverture de la fissure de fendage de la colonne R3 .....	124
Figure 4.43 : Ouverture de la fissure de fendage de la colonne FUP3.....	125
Figure 5.1 : Conception des semelles en plan avec coupes en élévation [mm] .....	133
Figure 5.2 : Photos des étapes de la construction des deux semelles.....	134
Figure 5.3 : Coupe transversale de la colonne de Vachon (2004) .....	135
Figure 5.4 : Coupe transversale du pilier rectangulaire dans le chevauchement .....	136
Figure 5.5 : Vue en élévation des armatures du pilier [mm].....	138
Figure 5.6 : Cage d'armature couchée au sol.....	139
Figure 5.7 : Armatures placées dans les coffrages.....	139
Figure 5.8 : Zone de chevauchement du pilier.....	140
Figure 5.9 : Câble de levage et tuyaux pour les trous d'ancrage .....	141
Figure 5.10 : Pilier prêt pour la coulée.....	142
Figure 5.11 : Pilier de référence après le décoffrage .....	143
Figure 5.12 : Fabrication du deuxième pilier identique au premier .....	144
Figure 5.13 : Panneau de polystyrène pour le soufflage des coffrages.....	144
Figure 5.14 : Dessin en coupe du pilier suite à la destruction à l'aide d'un marteau piqueur .....	147
Figure 5.15 : Photo du pilier suite au retrait des panneaux de polystyrène .....	148
Figure 5.16 : Schéma en coupe de la réparation .....	149

Figure 5.17 : Zone à réparer une fois la démolition terminée.....	150
Figure 5.18 : Vue de deux chutes à béton sur une des façades du pilier.....	151
Figure 5.19 : Montage final des coffrages pour la coulée.....	152
Figure 5.20 : Chute à béton avec la tranche pour la finition.....	152
Figure 5.21 : Malaxeur R09T.....	153
Figure 5.22 : Le BFUP est mis en place à l'aide de la chute à béton.....	154
Figure 5.23 : Vibreur externe installé sur le coffrage .....	155
Figure 5.24 : Chemisage en BFUP suite au décoffrage .....	156
Figure 5.25 : Fissures de retrait tracées en rouge.....	157
Figure 5.26 : Apparence finale du pilier réparé peint .....	158
Figure 5.27 : Protocole de chargement cyclique utilisé pour les essais.....	160
Figure 5.28 : Ancrage et support des vérins.....	162
Figure 5.29 : Cale permettant de débuter l'essai à mi-course .....	163
Figure 5.30 : Un des vérins est attaché au pilier .....	164
Figure 5.31 : Instrumentation installée sur le pilier .....	167
Figure 5.32 : Courbe contraintes-déformations pour l'acier d'armature instrumenté des semelles.....	170
Figure 5.33 : Modélisation du comportement en flexion monotonique de S1 selon RESPONSE 2000.....	174
Figure 5.34 : Démonstration du choix du déplacement pour $\mu = 1,0$ .....	175
Figure 5.35 : Graphique force-déplacement après le 3 <sup>e</sup> cycle à $\mu = 1,0$ .....	177
Figure 5.36 : Fissuration du côté sud du pilier S1 au troisième cycle de $\mu = 1,0$ .....	177
Figure 5.37 : Graphique charge-déplacement de S1 après trois cycles de $\mu = 1,5$ .....	179
Figure 5.38 : Fissuration du côté nord du pilier S1 au troisième cycle de $\mu = 1,5$ .....	180
Figure 5.39 : Graphique charge-déplacement après trois cycles de $\mu = 2,0$ .....	181
Figure 5.40 : Fissuration du côté nord du pilier S1 au troisième cycle de $\mu = 2,0$ .....	182
Figure 5.41 : Fissuration du côté sud du pilier S1 au troisième cycle de $\mu = 2,0$ .....	182
Figure 5.42 : Fissuration des côtés.....	183
Figure 5.43 : Graphique charge-déplacement du pilier S1 à la fin de l'essai .....	184

Figure 5.44 : Fissuration du côté nord du pilier S1 à la fin de l'essai.....	185
Figure 5.45 : Fissuration du côté sud à la fin de l'essai .....	185
Figure 5.46 : Fissuration des côtés du pilier S1 à la fin de l'essai .....	187
Figure 5.47 : Montage du pilier S2 prêt pour l'essai.....	188
Figure 5.48 : Graphique charge-déplacement après les 3 cycles de $\mu = 1,0$ .....	189
Figure 5.49 : Fissuration du pilier au troisième cycle de $\mu = 1,0$ .....	189
Figure 5.50 : Pilier S2 soumis à un déplacement de 245mm soit près de $\mu = 5,0$ .....	191
Figure 5.51 : État de la face sud à la fin de l'essai.....	192
Figure 5.52 : État du côté ouest à la fin de l'essai.....	193
Figure 5.53 : Graphique charge-déplacement du pilier S2 à la fin de l'essai .....	194
Figure 5.54 : Vérins et cales installés pour l'essai ultime.....	196
Figure 5.55 : Graphique charge-déplacement de l'essai ultime en flexion monotonique .....	197
Figure 5.56 : Allure du pilier S2 à 370 mm de flèche.....	198
Figure 5.57 : Fendage côté sud du pilier S1 jusqu'à $\mu = 2,0$ .....	200
Figure 5.58 : Fendage côté sud du pilier S2 jusqu'à $\mu = 5,0$ .....	200
Figure 5.59 : Fendage côté ouest de S1 jusqu'à $\mu = 2,0$ .....	201
Figure 5.60 : Fendage côté est de S2 jusqu'à $\mu = 5,0$ .....	202
Figure 5.61 : Moyenne des déformations des armatures de S1 pour $\mu = 1,0$ .....	203
Figure 5.62 : Moyenne des déformations des armatures de S2 pour $\mu = 1,0$ .....	204
Figure 5.63 : Moyenne des déformations des armatures de S1 pour $\mu = 1,5$ .....	205
Figure 5.64 : Moyenne des déformations des armatures de S2 pour $\mu = 1,5$ .....	206
Figure 5.65 : Moyenne des déformations des armatures de S1 pour $\mu = 2,0$ .....	207
Figure 5.66 : Moyenne des déformations des armatures de S2 pour $\mu = 2,0$ .....	208
Figure 5.67 : Moyenne des déformations des armatures de S1 pour $\mu = 3,0$ .....	209
Figure 5.68 : Moyenne des déformations des armatures de S2 pour $\mu = 3,0$ .....	209
Figure 5.69 : Moyenne des déformations des armatures de S1 pour $\mu = 4,0$ .....	210
Figure 5.70 : Moyenne des déformations des armatures de S2 pour $\mu = 4,0$ .....	210
Figure 5.71 : Hauteur de la coupe de S1 .....	212

Figure 5.72 : Vue de la face inférieure de la coupe de S1 .....	213
Figure 5.73 : Fissuration de fendage sur deux plans parallèles dans le pilier S1.....	214
Figure 5.74 : Vue du côté supérieur de la coupe de S1.....	215
Figure 5.75 : Coupe du spécimen S2 .....	216
Figure 5.76 : Face inférieure de la coupe de S2.....	217
Figure 5.77 : Hystérèse des deux piliers .....	218
Figure 5.78 : Comparaison des cycles pour chacun des cycles de déplacements du spécimen S1 .....	219
Figure 5.79 : Comparaison des cycles pour chacun des cycles de déplacements du spécimen S2 .....	220
Figure 5.80 : Comparaison des cycles des deux piliers .....	220
Figure 5.81 : Énergie dissipée par cycle pour chacun des piliers. ....	222
Figure 5.82 : Énergie dissipée cumulative pour les deux spécimens.....	223
Figure 5.83 : Mouvement vertical du pilier S1 par rapport à la semelle.....	224
Figure 5.84 : Mouvement vertical du pilier S2 par rapport à la semelle.....	225
Figure 5.85 : Comparaison des mouvements verticaux des deux piles.....	226
 Figure A.1 : Déformation de la corde nord du spécimen S1.....	 247
Figure A.2 : Déformation des cordes du pilier S2 .....	248

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1 : Liste de séismes historiques dans l'est du Canada (adapté de Holleran 1998) .....	10
Tableau 2.2 : Comparaison des chevauchements pour les codes CAN/CSA S6-66-74-78-88-00-06 .....	29
Tableau 2.3 : Comparaison de l'espacement entre les étriers dans la zone de chevauchement dans les codes CSA/CAN S6-66-74-78-88-00-06 .....	31
Tableau 3.1 : Composition du BRF 1% de fibres .....	55
Tableau 3.2 : Composition et propriétés du BFUP 3% de fibres .....	61
Tableau 4.1 : Matrice des spécimens .....	81
Tableau 4.2 : Résumé des résultats pour les spécimens à deux chevauchements .....	111
Tableau 4.3 : Résumé des résultats pour les colonnes à trois chevauchements .....	123
Tableau 5.1 : Instrumentations pour les piliers .....	166
Tableau 5.2 : Récapitulatif des propriétés des matériaux .....	168

## LISTE DES SYMBOLES ET DES ABRÉVIATIONS

### Liste des abréviations

ACI	American Concrete Institute
AFGC	Association française de génie civil
ASTM	American society for Testing and Materials
BRF	Béton renforcé de fibres
BFUP	Béton fibré à ultra-hautes performances
CSA/CAN	Canadian Standard Association
MTQ	Ministère des Transports du Québec
RILEM	Réunion internationale des laboratoires et experts des matériaux, systèmes de construction et ouvrages

### Liste des symboles latins

kN	KiloNewton
a	Profondeur du bloc de compression équivalent
A <sub>b</sub>	Aire des barres d'armature longitudinales
A <sub>v</sub>	Aire des étriers
d <sub>b</sub>	Diamètre des barres d'armature longitudinales
d	Profondeur effective de la poutre
d'	Distance de la face comprimée aux acier tendus
E/C	Rapport eau sur ciment
E <sub>s</sub>	Module élastique de l'acier
E	Module élastique du béton
f <sub>y</sub>	Limite élastique des barres longitudinales
f <sub>yt</sub>	Limite élastique des étriers
f <sub>u</sub>	Limite ultime du matériau

$f_t$	Résistance à la traction du matériau
$f_r$	Résistance à la fissuration du matériau
$f_c$	Résistance en compression du matériau
$L_c$	Longueur de chevauchement
$L_p$	Longueur de la rotule plastique
$L_d$	Longueur de développement d'une barre d'armature
$L/D$	Rapport longueur sur diamètre d'une fibre
$M_r$	Moment résistant pondéré
$M_{cr}$	Moment de fissuration
$M_{ult}$	Moment résistant ultime
$M_f$	Moment sollicité
MPa	MégaPascal
GPa	GigaPascal
S/G	Rapport sable sur granulat
$s$	Espacement des étriers
$s_{max}$	Espacement maximal des étriers
$V$	Effort tranchant
$V_c$	Résistance du béton à l'effort tranchant
$V_s$	Résistance de l'acier à l'effort tranchant
$V_f$	Effort tranchant pondéré
$V_r$	Résistance pondérée à l'effort tranchant

#### Liste des symboles grecs

$\alpha$	Angle de fissuration
$\alpha_1$	Ratio entre la contrainte moyenne du bloc de compression du béton et sa résistance spécifiée
$\beta_1$	Coefficient définissant le béton en compression
$\phi_s$	Facteur de pondération de l'acier



$\phi_c$	Facteur de pondération du béton
$\varepsilon$	Déformation unitaire
$\Delta_y$	Déplacement à la plastification
$\Delta_u$	Déplacement à ultime
$\mu$	Ration de ductilité
	Coefficient de Poisson

## **LISTE DES ANNEXES**

<b>ANNEXE I : AUTRES RÉSULTATS DES PILES DE GRANDE DIMENSION .....</b>	<b>247</b>
--	------------

# **CHAPITRE 1**

## **Introduction**

### **1.1 Généralités**

Depuis toujours, les grands ouvrages de génie civil ont fasciné l'imaginaire collectif. Que ce soit des barrages, des bâtiments ou des ponts, les grands projets marquent l'évolution du génie des sociétés. Le développement des connaissances provient généralement d'objectifs qui semblent au départ difficilement atteignables. La conception et la construction de ponts répondant aux contraintes du terrain et de l'environnement ont continuellement permis de repousser les limites technologiques. Une fois les ouvrages réalisés et mis en service, le suivi de leur comportement associé aux sollicitations des éléments de la nature et celui attribuable aux chargements de service permet l'amélioration continue des connaissances. L'observation de comportements déficients amène les ingénieurs et les chercheurs à se pencher sur les causes des problèmes pour mieux comprendre les phénomènes et développer des solutions. De cette façon, les codes de conception et les normes de construction évoluent de l'avancée des connaissances.

Le développement des matériaux et la meilleure compréhension de leurs caractéristiques intrinsèques permettent l'amélioration de la qualité des structures. Dans le domaine des ponts, cela se traduit par l'allongement des portées, la réduction des sections,

l'amélioration de la durée de vie, l'amélioration du comportement en service et une esthétique plus soignée de la structure.

L'amélioration des connaissances et l'application des solutions permettent généralement d'éviter les scénarios catastrophes. Par contre, dans l'histoire récente, les séismes ont mis à jour certaines lacunes importantes dans les prescriptions des codes existants en raison des connaissances très limitées dans ce domaine. Ainsi, plusieurs ouvrages existants ne disposent pas des caractéristiques leur permettant d'avoir un comportement adéquat lors de sollicitations extrêmes. Les séismes importants ont donc causés des dommages sévères à une multitude d'ouvrages de génie civil, dont les ponts. Des vies humaines ont été fauchées, des réseaux autoroutiers entiers ont été détruits et des milliards de dollars ont été nécessaires à la reconstruction. L'observation des comportements déficients a amené les ingénieurs et les chercheurs à proposer des solutions. Les nouvelles connaissances issues des projets de recherches ont permis d'améliorer les codes de conception.

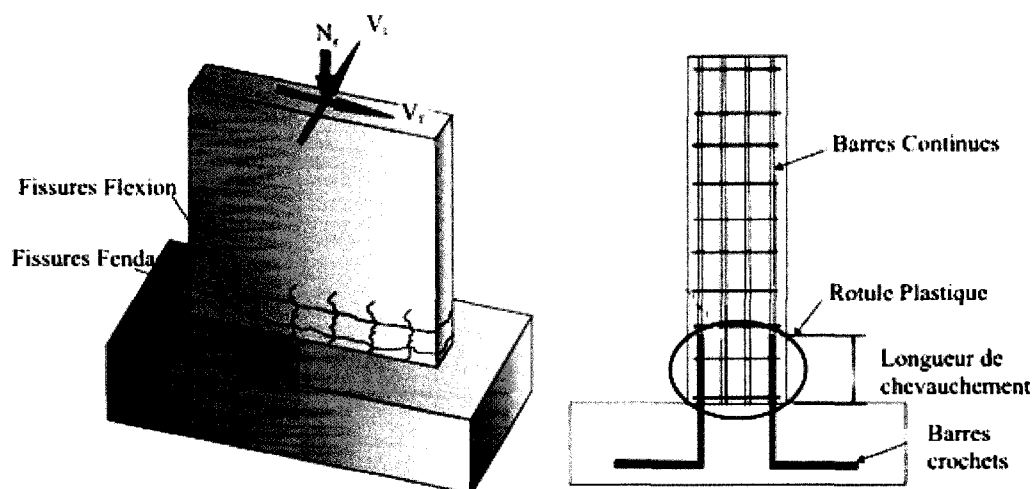
Ainsi, les nouvelles structures profitent de ces nouvelles connaissances et sont conçues pour résister adéquatement à tous les chargements auxquelles elles pourraient potentiellement être soumises. Toutefois, de nombreuses structures existantes conçues il y a quelques décennies sont vulnérables parce qu'elles ne possèdent pas les caractéristiques nécessaires à un comportement adéquat sous sollicitation extrême ou en raison de la dégradation des matériaux. Elles pourraient s'effondrer, soit lors d'un séisme majeur, tel que celui de Kobe au Japon en 1995 (Priestley et al. 1996), ou encore sous leur poids propre. Une grande responsabilité incombe donc à notre société pour identifier les structures à risque et les remplacer ou les réhabiliter.

## 1.2 Problématique

Ce projet de recherche s'attarde aux ponts existants dont particulièrement ceux du Québec et pour lesquels une problématique sismique a été soulevée. En effet, le Québec et l'est de l'Amérique du Nord ont été épargnés depuis plusieurs années des effets dévastateurs qu'aurait un séisme majeur. Les exigences des codes récents reflètent les connaissances acquises suites aux tremblements de terre de Loma Prieta (San Francisco, 1989), Northridge (Los Angeles, 1994) et Kobe (Japon, 1995) de manière à concevoir de nouvelles structures sécuritaires sans avoir à subir les coûts humains et économiques de ces tragédies. Il importe ainsi de profiter des connaissances acquises au cours des dernières décennies pour réhabiliter les structures du parc d'ouvrages d'art qui justifient une intervention. Plus précisément, Priestley et al. (1992) indiquent que les piliers en béton armé ont été généralement affectés d'un des trois modes de rupture principaux suite à des efforts sismiques. De ces modes, la rupture par perte d'ancrage des barres d'armature chevauchées est particulièrement préoccupante puisque la majorité des piliers de ponts construits avant les règles de conceptions parasismiques modernes présentent des caractéristiques pouvant mener à ce type de ruine.

En effet, avant 2000, le code canadien de conception des ponts (CAN/CSA S6) permettait le chevauchement des barres à la base des piliers alors qu'avant 1988 le code n'exigeait pas une longueur de chevauchement suffisante pour ancrer les armatures de flexion, ni un confinement suffisant pour pouvoir assurer un transfert des efforts adéquat entre la pile et la semelle. Les piliers présentant des détails de conception de ce type se sont très mal comportés lors de tremblements de terre historiques. La figure 1.1 présente un pilier rectangulaire présentant des défauts typiques des constructions érigées avant

les années 1990. Cette problématique sera vérifiée expérimentalement sur un pilier rectangulaire de grande dimension dans le cadre du présent projet de recherche.



**Figure 1.1 : Conception et fissures typiques d'un pilier présentant une déficience au niveau du joint de chevauchement des barres longitudinales (adapté de Vachon 2004)**

Les éditions récentes du code canadien sur le calcul des ponts routiers (CAN/CSA-S6-00 et S6-06) proscrivent les chevauchements de l'armature longitudinale dans les zones de rotule plastique à la base des piliers et exigent une longueur d'ancrage suffisante. De plus, les exigences visant les armatures transversales sont beaucoup plus restrictives afin d'assurer un confinement du béton dans les zones de rotule plastique et de prévenir le flambement des barres d'armature. Par contre, étant donné que la majorité des ponts québécois ont été conçus avant 1990, la correction des éléments de conception inadéquate devient incontournable pour un grand nombre d'ouvrages. Plusieurs méthodes de réhabilitation, notamment des chemises en acier et en matériau composite, applicables à ce détail de conception ont été testées et analysées au cours des dernières années. Les résultats démontrent clairement que ces techniques permettent une amélioration de la ductilité et de la résistance en flexion. La majorité de ces méthodes agissent par confinement de la colonne et permettent ainsi de prévenir la macrofissuration du béton et le flambement des barres. Toutefois, lorsque l'on traite de

colonnes rectangulaires ( $b/h > 2$ ), les méthodes agissant principalement par confinement du noyau perdent beaucoup de leur efficacité puisqu'il s'avère difficile et coûteux de les confiner efficacement (Priestley et al, 1996).

Au cours d'une étude antérieure menée à l'École Polytechnique de Montréal (Vachon 2004), il a été démontré que le remplacement du béton d'enrobage par du béton renforcé de fibres (BRF) offre un potentiel élevé pour la réhabilitation. L'étude de Vachon a permis de démontrer que le chemisage en BRF ralentit l'ouverture, autrement rapide, des fissures de fendage causant une perte d'ancrage au niveau des barres longitudinales et permet d'augmenter considérablement la charge nécessaire à la rupture. Il a été conclut que cette réhabilitation permet de rendre ductiles des éléments qui seraient autrement grandement fragiles. Cependant des études additionnelles sont requises afin de permettre une meilleure compréhension et optimiser certains paramètres qui permettraient d'appliquer cette technique innovatrice au renforcement de piles rectangulaires réelles.

### **1.3 Objectifs et portée du projet de recherche**

Le projet vise à poursuivre le développement d'une technique de réhabilitation novatrice convenant à tous les types de poteaux mais plus particulièrement aux piliers rectangulaires présentant un problème au niveau de l'ancrage des barres chevauchées. Le premier objectif est d'éliminer le mode de rupture associé à la perte d'ancrage du chevauchement des armatures dans les zones de rotule plastique à la base des piliers. Le deuxième objectif est de mettre au point une méthode de réhabilitation efficace d'un pilier déficient qui puisse être effectuée en chantier en utilisant des techniques de construction usuelles. Ainsi, toutes les étapes de la méthode de renforcement proposée devront être élaborées avec cette préoccupation en tête, l'objectif avoué étant de

permettre à court terme l'application de cette technique de réhabilitation sur une structure réelle.

La technique de réhabilitation retenue consiste en l'enlèvement du béton d'enrobage original dans la zone de chevauchement pour le remplacer par un béton de réparation renforcé de fibres. Le principe de base soutenant l'efficacité de cette méthode est l'amélioration de la force d'ancrage entre les barres et le béton. Cet ancrage est responsable de la transmission des efforts entre les barres chevauchées et le maintien de la capacité portante d'un pilier soumis à des efforts de flexion alternés. De plus, si cette technique atteint les objectifs souhaités, son application pourrait s'étendre à d'autres types de réhabilitation. Les barrages, plus particulièrement les piliers des évacuateurs de crue, les colonnes de bâtiments, les parois de passage souterrain, et plusieurs autres applications pourraient profiter d'une amélioration du comportement de la zone de chevauchement et d'un meilleur ancrage des barres.

Il importe de souligner que le présent projet de recherche est essentiellement de nature expérimentale et servira de référence pour les développements futurs de méthodes de calcul. L'expérimentation est essentielle puisqu'elle permettra dans un premier temps de valider la performance attendue de cette méthode de réhabilitation et, dans un deuxième temps, permettra d'établir des bases comparatives pour la mise au point d'une modélisation numérique.

## **1.4 Méthodologie du projet de recherche**

Dans le but de développer une technique de réhabilitation efficace et applicable en chantier, plusieurs étapes doivent être franchies. Dans un premier temps, une revue de littérature pour situer l'avancement de la recherche sur le sujet est nécessaire. Une fois le sujet bien cerné, les étapes expérimentales seront initiées par des travaux sur les BRF.



Ainsi, plusieurs mélanges de BRF seront réalisés dans le but d'obtenir un mélange optimal pour le projet, c'est-à-dire un mélange à base de matériaux locaux présentant de bonnes caractéristiques mécaniques et une excellente fluidité.

De manière à comparer les mélanges retenus et de préciser leur efficacité lors d'une rupture par fendage, des essais d'arrachement sur de petites colonnes fortement armées seront d'abord réalisés. Cela permettra d'améliorer la compréhension du phénomène de rupture par fendage par une observation directe. L'objectif de cette deuxième partie du protocole expérimental est de déterminer le matériau et la technique de réhabilitation optimale pour atteindre les objectifs fixés.

Ainsi, suite aux conclusions sur les essais d'arrachement, deux spécimens reproduisant à grande échelle des piliers rectangulaires de conception type de celles réalisées dans les années 1970-1990 seront soumis à un chargement statique-cyclique comparatif. Les résultats permettront ensuite de statuer sur l'efficacité de la méthode de renforcement sismique et, on l'espère, paver la voie à son application sur une structure réelle.

## **1.5 Organisation du mémoire**

Ce mémoire est constitué de six chapitres incluant cette introduction et une conclusion synthétisant les résultats et formulant des recommandations. Le corps du mémoire correspond à l'ordre chronologique des étapes du projet de recherche. Ainsi le deuxième chapitre porte sur la revue de la littérature et l'état des connaissances. Le troisième chapitre traite du développement des bétons de réparation alors que le quatrième chapitre porte sur les essais d'arrachement. La dernière étape expérimentale, la validation de la méthode de réhabilitation sur les piliers de grande dimension, est présentée au cinquième chapitre.

## **CHAPITRE 2**

### **Revue de littérature**

Ce chapitre porte sur les concepts nécessaires à la réalisation de ce projet de recherche. Dans un premier temps, le chapitre présente la justification de l'importance de traiter des problématiques sismiques au Québec. Dans un deuxième temps, un survol des problématiques sismiques des ponts existants est effectué, plus particulièrement au niveau des piliers. Ensuite, les notions de ductilité et de conception ductile sont abordées avant d'entamer l'explication des phénomènes d'ancrage des barres d'armature dans le béton. Des précisions sur le comportement des barres chevauchées sont aussi apportées dans ce chapitre ainsi qu'un survol de l'évolution des codes pour les règles du chevauchement des armatures. La dernière partie du chapitre porte sur les bétons renforcés de fibres (BRF).

#### **2.1 Séismes**

Bien qu'ils soient moins fréquents et spectaculaires que ceux de l'ouest des États-Unis ou ceux du Japon, des séismes importants ont eu lieu au Canada et, plus particulièrement, au Québec. En regardant les cartes des figures 2.1 et 2.2, on remarque qu'il existe une zone sismique importante le long de la côte ouest canadienne, près de Vancouver. Il y a aussi de l'activité sismique dans le Grand Nord canadien, au Yukon et au Québec, le long de la vallée du Saint-Laurent.

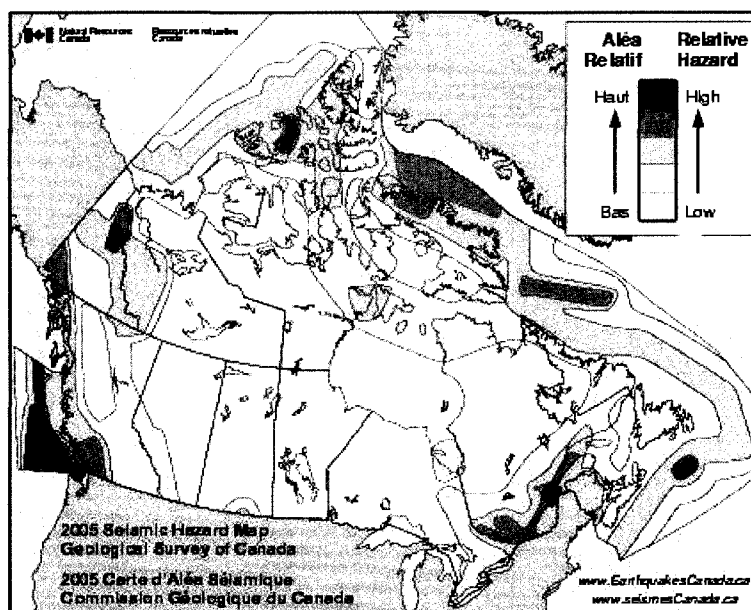


Figure 2.1 : Aléa relatif sismique du Canada (CGC 2005)

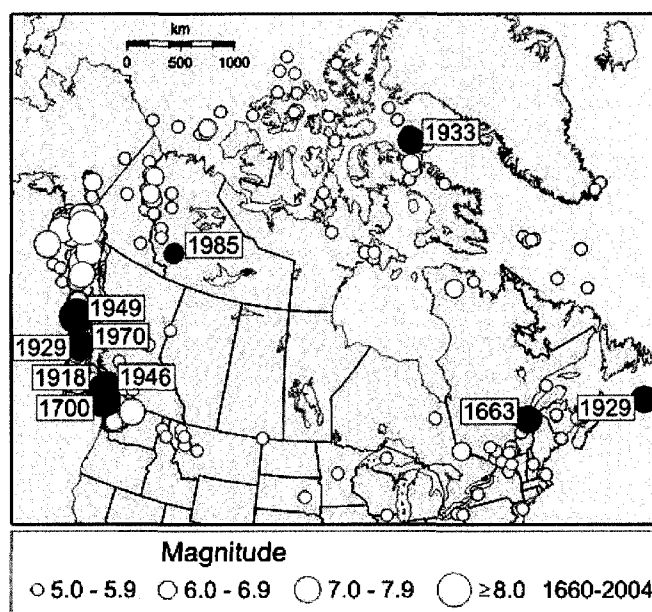


Figure 2.2 : Séismes historiques (CGC 2005)

En observant plus en détail la sismicité du Québec, on souligne trois zones d'activité sismique importante : l'ouest du Québec, la région de Charlevoix et le Bas Saint-Laurent. Ces trois régions sont situées le long de la vallée du Saint-Laurent, là où habitent la majorité de la population québécoise. En effet, lorsque l'on désire évaluer le

risque sismique d'une région, on doit multiplier son aléa sismique, c'est-à-dire la probabilité d'apparition d'un séisme, par la vulnérabilité sismique de l'endroit. Cette vulnérabilité provient des ouvrages et des bâtiments présents. Il est donc évident que la vulnérabilité sismique est généralement proportionnelle à la concentration de la population, à tout le moins, dans les pays développés. Le tableau 2.1 permet de voir les séismes de magnitude 5.5 et plus sur l'échelle de Richter ayant affecté le Québec.

**Tableau 2.1 : Liste de séismes historiques dans l'est du Canada (adapté de Holleran 1998)**

<b>Endroit</b>	<b>Date</b>	<b>Magnitude</b>
Région de Charlevoix	1663	7.0
	1665	5.5
	1791	6.0
	1831	5.0
	1860	6.0
	1870	6.5
	1924	5.5
	1925	7.0
Montréal	1732	6.0
	1816	5.5
	1897	5.5
Ottawa	1861	5.5
Témiscamingue	1935	6.2
Cornwall	1944	5.7
Grands Bancs	1929	7.2
Miramichi	1982	5.7
Saguenay	1988	6.0

Un autre point important à souligner lorsque l'on parle de risques sismiques est l'atténuation des ondes. Les séismes de l'ouest sont plus fréquents, leur période de retour étant plus faible, mais la géologie de cette région atténue rapidement les ondes sismiques ce qui réduit l'étendue des dégâts probables. Au Québec, c'est l'inverse. Les séismes sont moins fréquents, mais le massif rocheux du bouclier canadien n'atténue que très peu les ondes sismiques. Il est donc possible qu'un séisme de grande amplitude

se produisant à Charlevoix ou dans le coin de la rivière Ottawa puisse causer des dégâts importants à Montréal. C'est pour ces raisons que des précautions parasismiques de plus en plus exigeantes sont prises lors de conception d'ouvrage de génie civil dans le sud du Québec.

## **2.2 Comportement sismique des ponts**

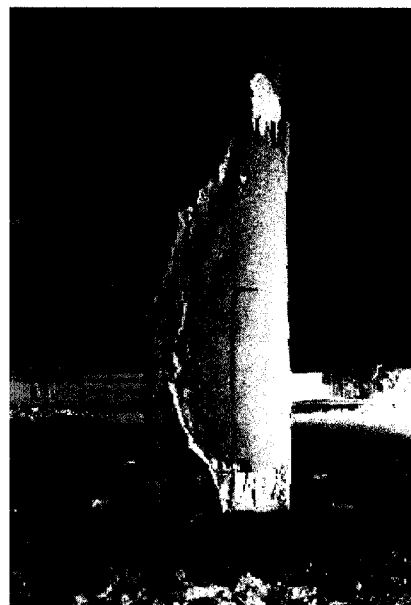
Les récentes catastrophes sismiques ont apporté un nouvel influx de connaissances sur le comportement des piliers de ponts en béton armé. En effet, les séismes de Loma Prieta (San Francisco, 1989), Northridge (Los Angeles, 1994) et Kobe (Japon, 1995) ont permis de mettre en évidence et de comprendre les modes de ruptures principaux touchant les ouvrages d'art en béton armé puisqu'ils se sont produits en zone urbaine. L'observation des dommages a mené à de nouvelles recherches qui ont permis d'améliorer les codes et les normes de conception parasismique. Les nouvelles constructions sont donc beaucoup mieux adaptées pour résister aux séismes. Toutefois, les ouvrages de conception plus âgée présentent des détails que l'on sait maintenant inadéquats. Dans le cadre de ce mémoire, seuls les dégâts affectant les piliers seront rapportés et expliqués. Des observations in situ ont permis de comprendre que les piliers de l'est du Canada dimensionnés avant 1988 présentent généralement un manque de résistance et de ductilité. Lorsque qu'étudiés plus en détail, il est possible de distinguer trois modes de rupture différents sous chargement sismique (Priestley et al, 1992).

Un premier mode de rupture provient du cisaillement des piles de pont. La résistance en cisaillement des colonnes en béton armé provient d'une combinaison de mécanismes tels que la capacité du béton à développer des bielles de compression, la force de frottement développée par l'engrainement des gros granulats au niveau des fissures inclinées et l'efficacité des aciers transversaux convenablement ancrées. Lorsqu'un des mécanismes est déficient ou insuffisant une réaction en chaîne rapide et brutale peut

mener à la rupture. Par exemple, si les étriers plastifient, les fissures inclinées présentes à la surface du béton s'ouvrent rapidement ce qui a pour effet de diminuer la force de retenue créée par l'engrainement des agrégats et d'accélérer l'écaillage du béton d'enrobage. Ensuite, l'ouverture ou la rupture des étriers peut entraîner une rupture fragile puisque les barres longitudinales, n'étant plus ceinturées et confinées, flambent et entraînent la désintégration du cœur de la colonne de béton. Ces modes de rupture ont eu lieu en raison des connaissances très limitées avant 1988 au niveau du comportement des structures sous chargement sismique. De plus, les exigences des codes n'amenait pas les concepteurs à porter une attention particulière à la résistance à l'effort tranchant alors qu'aujourd'hui, on comprend qu'il faut impérativement éviter ce mode de rupture fragile. L'analyse d'un pilier de pont détruit en cisaillement suite au séisme de Whittier a permis de déterminer que la capacité en cisaillement de la pile équivalait à 30% de la résistance en flexion. À la lumière de cette observation, il est évident qu'une rupture en cisaillement allait se produire lors d'un séisme avant celle en flexion (Priestley et al. 1996). La figure 2.3 présente deux exemples de ruptures en cisaillement observées lors de séismes.



a) Séisme de Whittier 1987



b) Séisme de Northridge 1994

Figure 2.3 : Rupture en cisaillement de piliers de ponts (Priestley et al., 1996)

Le deuxième mode de rupture est présent dans certaines colonnes de ponts très élancées qui contiennent généralement des barres d'armature continues. Il s'agit d'une perte de confinement au niveau de la rotule plastique qui se détériore et se rompt dû au manque de ductilité résultant d'un ferrailage transversal déficient. La séquence menant à la rupture est la même que pour les ruptures en cisaillement sauf que l'effort qui gouverne la rupture est la flexion. On note donc que des fissures de flexion amènent d'abord l'écaillage du béton de recouvrement, suivi par l'ouverture des étriers aux points de jonction ou de chevauchement des branches des étriers en « U », puis ensuite de la rupture de la pile. Ces ruptures en flexion amènent tout de même un certain niveau de ductilité puisque les barres longitudinales peuvent généralement subir quelques cycles de chargement (flambement/étirement) avant la perte de capacité (Priestley et al. 1992).

Une combinaison des deux premiers modes de rupture a entraîné la perte de plusieurs piliers lors des séismes japonais des années 1980 et 1990. La conception selon l'enveloppe des efforts pondérés conduite à une réduction de la quantité d'armature longitudinale dans le haut des piliers. Toutefois, cette diminution du taux d'armature se faisait souvent trop rapidement. Ce manque d'aciers longitudinaux dans les parties supérieures des piles a entraîné des ruptures en flexion-cisaillement en raison de la migration de la rotule plastique vers le haut qui perdait ainsi le confinement apporté par la semelle ce qui menait à la rupture fragile en raison du manque d'étriers (Priestley et al. 1996). Suite à ses observations à la suite du séisme de Kobe, Taylor (1999) témoigne de l'importance d'assurer une continuité adéquate dans la conception du renforcement longitudinal. De plus, il mentionne l'importance d'utiliser des étriers refermés adéquatement et sur une hauteur suffisante de manière à permettre la formation d'une rotule plastique ductile. La figure 2.4 montre les conséquences de ce type de rupture.

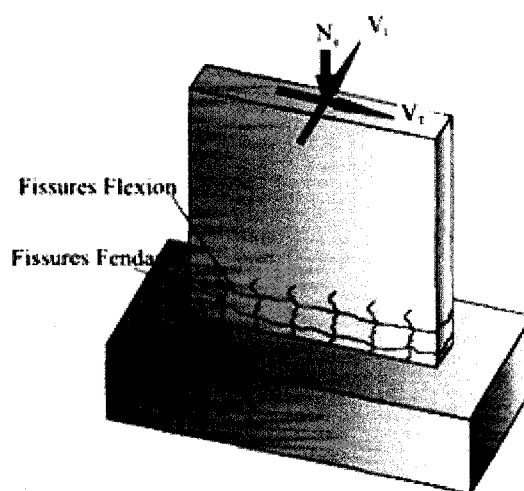


**Figure 2.4 : Rupture en cisaillement-flexion à mi-hauteur d'un pilier lors du séisme de Kobe en 1995 (Priestley et al. 1996)**

Le troisième mode de rupture qui consiste en une perte d'ancrage des barres chevauchées suite au fendage du béton est traité plus en détail dans ce qui suit puisqu'il est au cœur de la présente recherche. On retrouve ce type de rupture dans les colonnes où les barres ancrées dans la semelle sont chevauchées avec les barres longitudinales de la pile, à la base de la colonne, sur une longueur insuffisante et avec un confinement inadéquat. Les recherches de Holleran (1998) ont permis de conclure qu'un chevauchement d'une longueur de  $24 d_b$  n'était pas suffisant pour supporter des charges sismiques. Il en résulte une dégradation rapide de la capacité portante des piliers et de leur intégrité physique, conséquences du manque de ductilité. Les connaissances actuelles permettent de comprendre qu'un mécanisme ductile s'installe à la base des poteaux pour dissiper l'énergie sismique accumulée par l'ouvrage. Le problème est qu'un chevauchement trop court situé dans la rotule plastique, combiné à un manque d'armatures transversales, entraîne une rupture rapide de la colonne. Les dommages causés par ce type de rupture sont facilement reconnaissables puisqu'il y a rapidement formation de fissures verticales en plus des fissures transversales de flexion tel que présenté à la figure 2.5. Ces fissures verticales traduisent un glissement des barres



chevauchées en raison de la perte d'adhérence acier/béton suite au développement de microfissures internes. Ce mode de rupture peut même survenir avant l'atteinte de la résistance nominale en flexion et la plastification des barres, donc de manière fragile. Le comportement de ce type de conception sera revu en détail à la section 2.4 portant sur le comportement des armatures chevauchées. Le programme expérimental retrouvé aux chapitres subséquents a comme objectif spécifique d'améliorer le comportement d'un pilier rectangulaire susceptible de subir une rupture par la perte d'ancrage des barres chevauchées à sa base suite au fendage du béton. La figure 2.6 présente ce mode de rupture observé pour une colonne lors du séisme de Loma Prieta en 1989.



**Figure 2.5 : Fissures de fendage et de flexion à la base d'un pilier rectangulaire**



Figure 2.6 : Rupture par perte d'ancrage des barres (Priestley et al. 1996)

## 2.3 Ductilité

### 2.3.1 Notions de ductilité

La ductilité est une propriété essentielle en conception parasismique. La quantification de la ductilité permet d'évaluer la capacité d'une structure de se déformer dans le domaine inélastique tout en conservant sa résistance et sa rigidité. On peut définir la ductilité en termes de déplacement, de déformation ou encore de courbure. La ductilité en déplacement peut se définir comme le rapport du déplacement inélastique sur le déplacement à la plastification. Ainsi, comme le présente la figure 2.7, le facteur de ductilité en déplacement,  $\mu$ , est défini comme étant le rapport  $\Delta_m / \Delta_y$  où  $\Delta_m$  est le déplacement latéral maximum et  $\Delta_y$  est le déplacement latéral à la plastification des armatures de la pile. Graphiquement, les boucles d'hystérésis force-déplacement permettent rapidement d'apprécier la ductilité d'une structure. En effet, des boucles

ouvertes et stables, comme celles de la figure 2.7, indiquent une bonne dissipation d'énergie alors que des courbes comme celle de la figure 2.8 témoignent d'une capacité flexionnelle réduite et très peu ductile. Ce manque de ductilité entraîne une perte significative de la rigidité et de la capacité portante ce qui amène une augmentation des déplacements pour de faibles charges. Évidemment, ce type de comportement sous des charges cycliques est très préjudiciable pour une structure et devrait être évité.

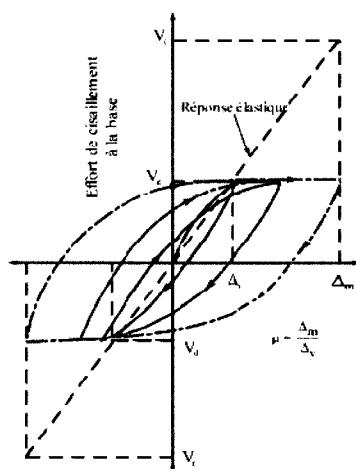


Figure 2.7 : Représentation de la ductilité en déplacement d'un comportement cyclique

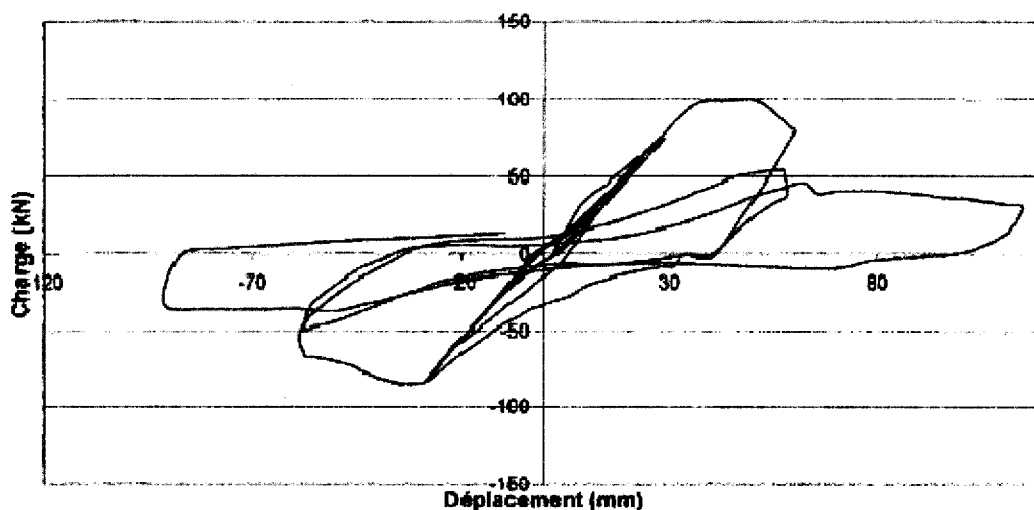


Figure 2.8 : Comportement cyclique présentant un manque de ductilité (Vachon 2004)

### 2.3.2 Conception ductile

Il est évident que de concevoir un ouvrage suffisamment résistant pour qu'il se comporte de manière élastique tout au long d'une sollicitation sismique est économiquement impensable. L'énergie absorbée par une structure très rigide obligerait une conception excessivement résistante et des assemblages encore plus imposants et coûteux. Certaines structures doivent cependant demeurer fonctionnelles après un séisme majeur puisqu'elles sont identifiées comme vitales ou très importantes (Filiatrault, 1996). Ces dernières seront donc dimensionnées pour avoir peu de déformations plastiques durant un séisme cependant pour la grande majorité des ouvrages des dommages structuraux peuvent être tolérés. Il faut toujours garder en mémoire que même si le risque sismique est bien réel, sa probabilité d'occurrence est en contrepartie très faible. Ainsi, pour la majorité des ouvrages de génie civil, une conception permettant de supporter élastiquement de faibles charges sismiques mais pouvant se déformer dans le domaine plastique et ainsi dissiper un maximum d'énergie lors d'un séisme d'importance est idéale. Une attention particulière doit donc être apportée au détail des assemblages et des armatures de manière à pouvoir supporter les grandes déformations inélastiques tout en conservant leur capacité portante lors de sollicitations exceptionnelles. Il s'agit du principe de dimensionnement par capacité qui est à la base des conceptions parasismiques d'aujourd'hui. Les avantages d'une telle conception sont nombreux, le premier étant, tel que mentionné précédemment, l'aspect économique du design. Un autre intérêt important est que, comparativement à une structure se comportant de façon exclusivement élastique lors d'un séisme, une structure dissipant l'énergie inélastiquement subit des accélérations horizontales beaucoup plus faibles dû à la diminution des forces sismiques associées à l'apparition des dommages plastiques, ce qui est plus sécuritaire pour les usagés. On peut aussi déterminer au

préalable le niveau d'endommagement acceptable et dimensionner la structure en conséquence.

Sachant que le concept de ductilité est la base d'un dimensionnement parasismique, il importe de présenter les facteurs qui permettent ce comportement ductile. Dans un premier temps, il faut éviter que les barres longitudinales flambent lors de cycles de compression. Pour ce faire, l'espacement entre les armatures transversales doit être limité, les valeurs actuellement exigées étant plus faible qu'elles ne l'étaient dans les années 1970. Le chapitre 4 du code S6-06 (CSA 2006) contient les provisions nécessaires pour l'espacement des étriers. Le respect de ces exigences procure également un confinement adéquat du béton au cœur de la colonne. Cet aspect est traité plus en détail à la section 2.4. Il est connu depuis fort longtemps (Richard et al, 1928) que le confinement du béton lui confère une augmentation de résistance et de ductilité en compression. Cependant, Priestley et Park (1987) ont établi les bases de ce concept pour la résistance parasismique, notamment par l'utilisation d'étriers en quantité suffisante. Cet aspect est illustré à la figure 2.9.

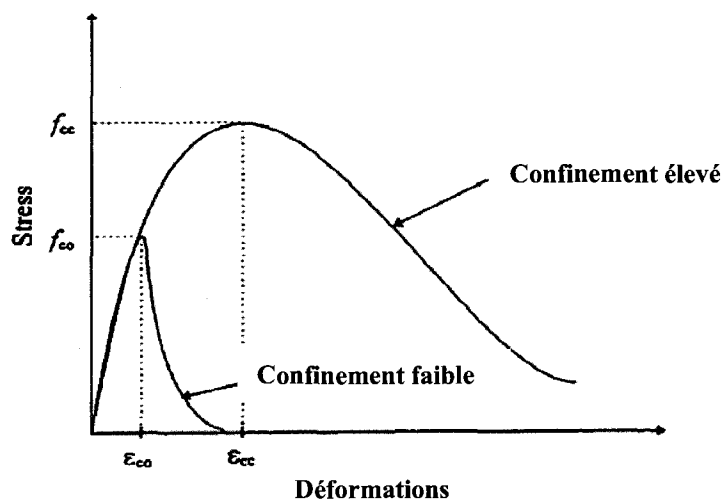


Figure 2.9 : Influence du confinement sur la résistance en compression (adaptée de Holleran 1998)

Un autre point à surveiller de manière à obtenir une ductilité élevée est la conception en cisaillement. Avant les codes récents, les efforts de cisaillement étaient obtenus à partir des efforts pondérés et non à partir du moment probable à la base du pilier, comme c'est le cas aujourd'hui. Ceci conduit à des conceptions qui pourraient mener des ruptures fragiles en cisaillement qui ne sont pas souhaitables et même dangereuses dû à leur caractère subit et sans ductilité. La résistance à l'effort tranchant est reliée au design des aciers transversaux, qui doivent être refermés de manière adéquate pour permettre d'atteindre les résistances stipulées par les codes. Par le passé, les étriers étaient simplement refermés à  $90^\circ$  ou pire encore, étaient conçus de deux barres en forme de « U » chevauchées. Les codes exigent maintenant que les armatures transversales soient refermées avec un angle de  $135^\circ$  ce qui prévient leur ouverture lors de la perte de l'enrobage de béton et prévient le flambement prématuré des barres longitudinales. Le respect de ces prescriptions permet d'obtenir un comportement ductile et stable.

## **2.4 Comportement des barres ancrées dans le béton**

### **2.4.1 Théorie de l'ancrage des barres**

L'adhérence est le mécanisme permettant l'ancrage des barres d'armature dans le béton. Elle influence certaines propriétés structurales importantes telles la résistance à la fissuration et la rigidité. Lorsque la force d'adhérence entre la barre et le béton d'enrobage est suffisamment élevée pour assurer le transfert des efforts de traction internes, la barre est dite « développée ». Ainsi, la longueur nécessaire à l'ancrage de la barre permettant sa plastification est appelée longueur de développement. Ce concept est illustré à la figure 2.10. Cette figure varie selon le type d'effort, la présence d'autres armatures chevauchées au même endroit et le confinement du béton.

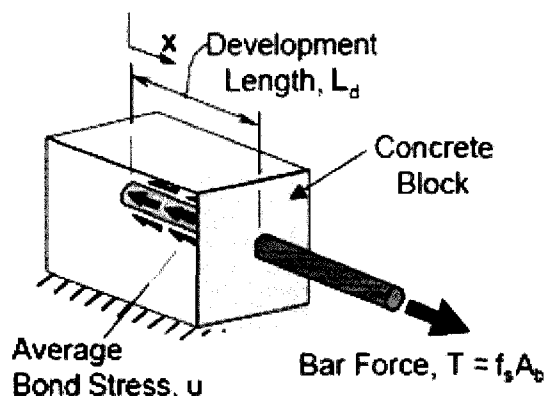


Figure 2.10 : Concept de la force d'ancrage (Thompson, 2002)

L'ancrage des barres d'armature enrobées de béton provient des différents mécanismes associés à l'adhérence entre la barre et le béton. Premièrement, pour de très faibles efforts de traction, l'adhérence est tout d'abord assurée par l'adhésion chimique entre les deux matériaux différents. Il n'y a donc pas de glissement présent. En deuxième lieu, lorsque les contraintes de traction augmentent, l'interaction chimique ne suffit plus et est remplacée par du frottement et une résistance mécanique des crânelures qui butent sur le béton. Le frottement provient pour sa part des contraintes de cisaillement retrouvées entre l'acier et le béton lorsque la barre est mise en traction (Massicotte, 2007). Les contraintes causées par l'adhérence mécanique des butées ne sont toutefois pas uniformes. On peut alors retrouver au droit des crânelures des contraintes plus importantes que la résistance en traction du béton ce qui engendre des microfissures. Lorsque les contraintes de traction dans les barres augmentent et atteignent environ une à trois fois la résistance en traction du béton, les premières fissures de fendage apparaissent. Elles sont le résultat d'une pression radiale, tel que présenté à la figure 2.11, amenée par la pression des butées contre le béton (Cairns et Jones, 1996). La barre est alors maintenue en place par l'appui des crânelures sur le recouvrement de béton alors que les fissures de fendage atteignent la surface. La figure 2.12 présente l'état de la fissuration et les efforts internes dans la barre et dans le béton alors que la figure 2.13 présente cet état d'un point de vue externe. À ce moment, le béton d'enrobage et les

étriers transversaux, doivent procurer une pression de confinement assez élevée pour éviter la rupture. Lorsque ce confinement n'est plus suffisant, les fissures s'élargissent, le couvert de béton éclate et les barres glissent.

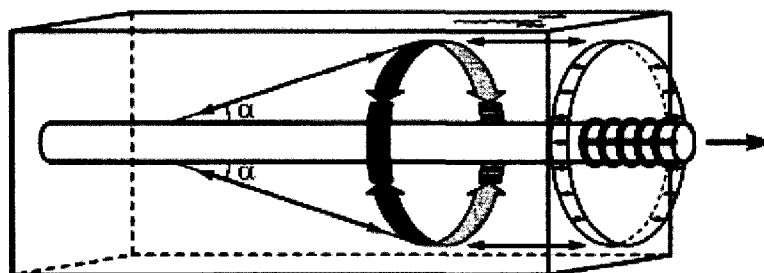


Figure 2.11 : Anneau de tension radial autour des armatures (Cairns et Jones, 1996)

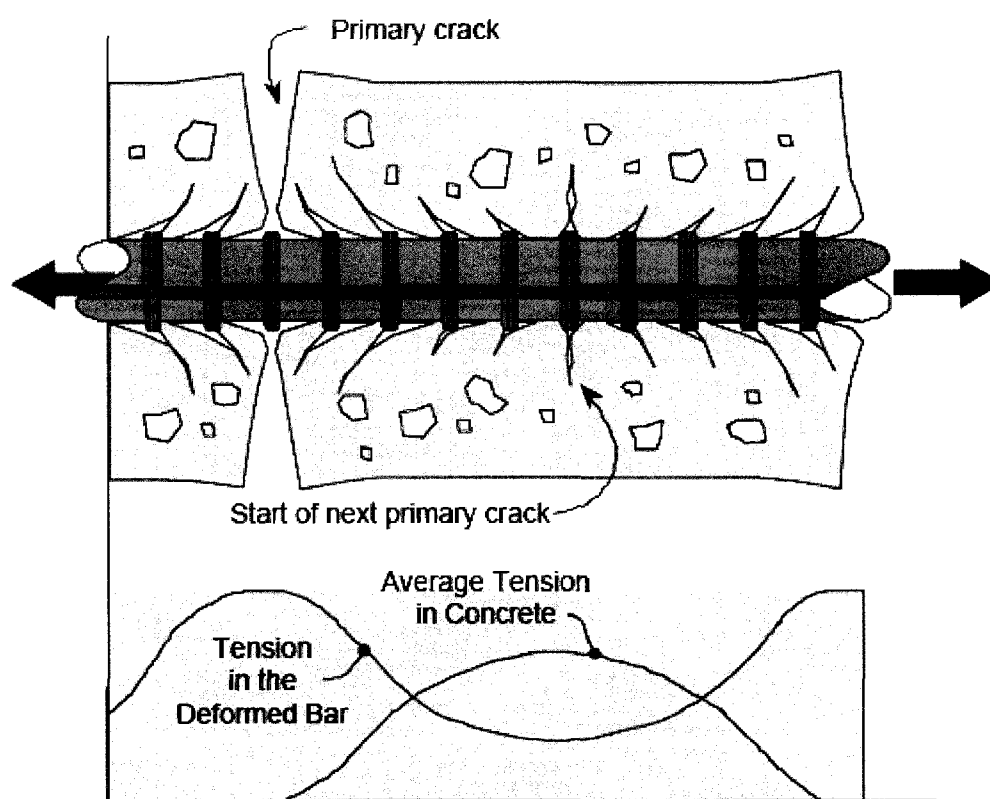


Figure 2.12 : Fissuration de fendage et efforts internes dans les matériaux (Thompson 2002)



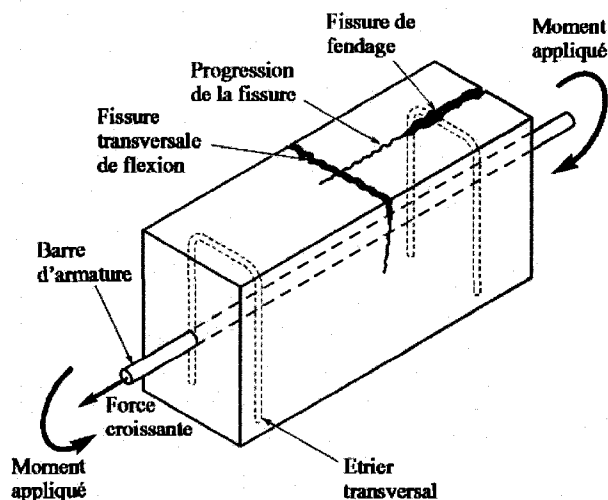
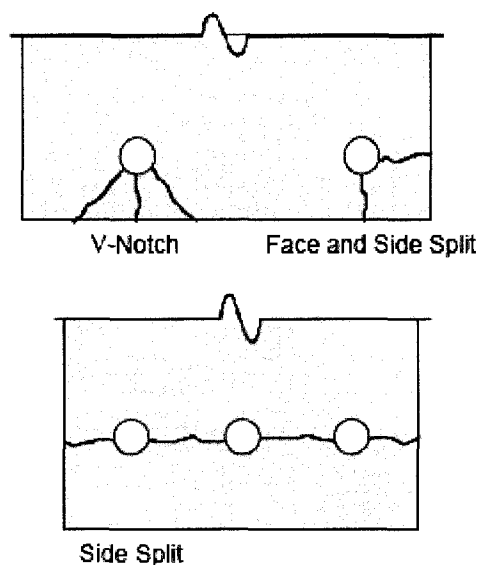


Figure 2.13 : Fissures de fendage et de flexion (Vachon, 2004)

Le béton de recouvrement, c'est-à-dire l'épaisseur de béton qui recouvre les armatures, peut jouer un rôle important au niveau de la capacité structurale d'un élément. Les études de Cairns et Jones (1996) ont démontré que l'appui des crénelures sur le béton d'enrobage demeure toujours le mécanisme de transfert des efforts entre le béton et l'armature à l'approche de la résistance d'ancrage maximale. La figure 2.11 montre que la résultante de ces efforts d'appui est inclinée d'un angle  $\alpha$  par rapport à la barre. La composante radiale issue de l'ancrage des barres crée un anneau de tension qui conduit à son tour à une fissure de fendage lorsque la résistance en traction du béton est atteinte. L'épaisseur de recouvrement pourrait contrer ce phénomène si elle est supérieure à trois fois le diamètre de la barre (Thompson, 2002). L'orientation de la fissuration de fendage dépend aussi de l'épaisseur du couvert de béton. En effet, une épaisseur de recouvrement plus importante sur la face, combinée à un espacement réduit entre les barres, entraîne un plan de fissure latéral comme présenté sur l'image du bas de la figure 2.14. À l'opposé, lorsque l'espacement est plus important entre les barres longitudinales, ou encore lorsque le recouvrement de la face est plus faible, des fissures en « V » se forment vers les parois, comme illustrées sur l'image du haut de la figure 2.14.



**Figure 2.14 : Orientation de la fissuration de fendage (Thompson 2002)**

Comme il a été mentionné à la section 2.3, les étriers permettent d'améliorer le confinement des barres longitudinales s'ils sont présents en quantité suffisante et conçus adéquatement. Ils reprennent les efforts radiaux autour des barres et permettent de ralentir la progression de la fissure de fendage en assurant le transfert des efforts tout en empêchant cette fissure d'atteindre la surface. La figure 2.15 présente ce comportement et les efforts de traction dans la barre transversale au niveau de la fissure de fendage, tandis que la figure 2.16 permet de voir la répartition des efforts dans l'étrier et dans le béton.

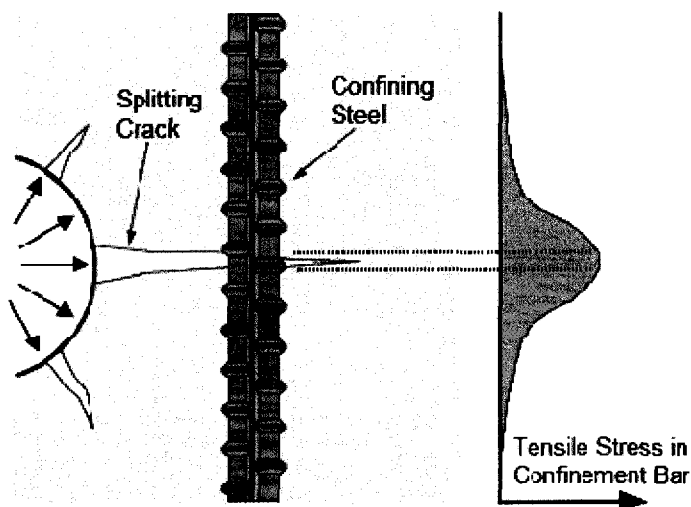


Figure 2.15 : Efforts de traction dans un acier transversal au droit d'une fissure de fendage (Thompson, 2002)

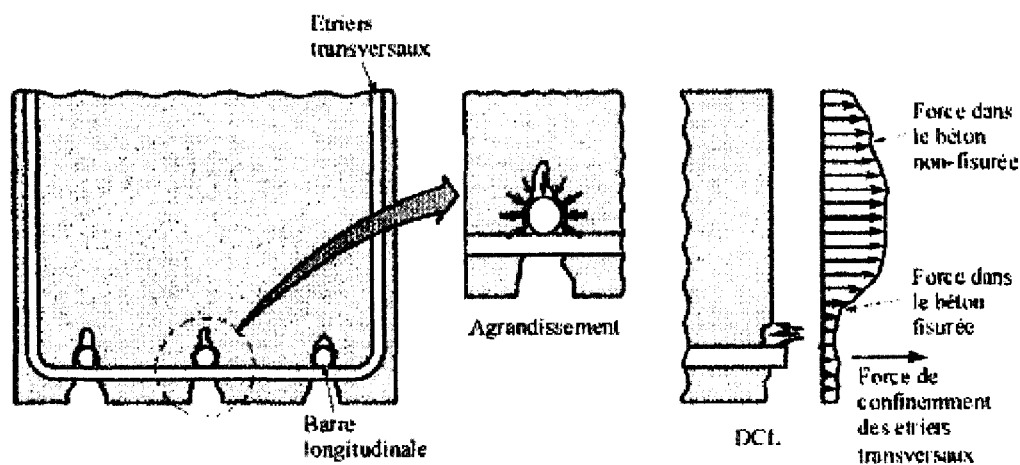


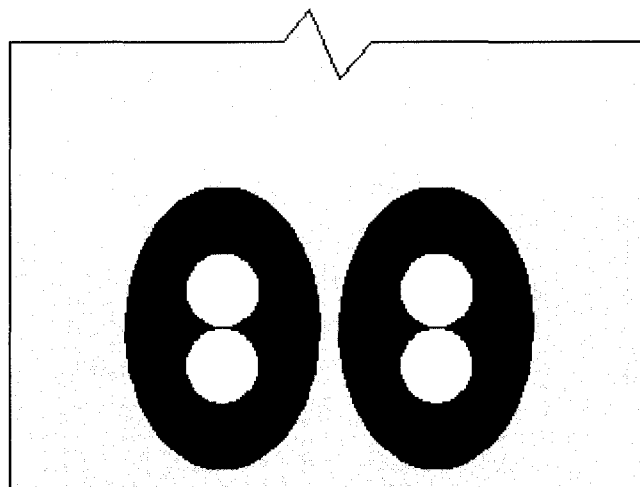
Figure 2.16 : Représentation des efforts dans le béton et dans l'étrier suite à la présence d'une fissure de fendage (Vachon, 2004)

#### 2.4.2 Zone de chevauchement

La zone de chevauchement désigne l'endroit où les armatures ancrées dans la semelle sont jointes avec les armatures longitudinales du pilier. Les observations et les

expérimentations ont permis de comprendre qu'un chevauchement à la base du pilier où se forme la rotule plastique est très nuisible pour la structure lorsque sollicitée sismiquement. En effet, à moins d'avoir une très grande quantité d'armatures transversales, une rupture par glissement des barres et perte d'ancrage est possible avant même d'atteindre la résistance nominale du pilier. Ainsi, dans le code canadien sur le calcul des ponts routiers (CAN/CSA-S6-06), les chevauchements sont permis seulement dans la partie centrale du pilier et leur longueur est plus importante que celle prescrite dans les codes antérieurs à celui de 2000. La théorie sur laquelle s'appuient ces règles n'était toutefois pas connue lors de la conception des ponts avant 1988. On retrouve donc, dans ces ouvrages, des chevauchements trop courts situés à la base du pilier ce qui, tel que mentionné précédemment, amène le glissement problématique des barres longitudinales. Les paragraphes suivants permettront de mieux comprendre le phénomène et les paramètres qui le gouvernent.

Lors d'un essai d'arrachement d'une barre, il a été souligné que des efforts de traction étaient distribués radialement autour de la barre. Lorsqu'il y a présence de chevauchement, ces deux zones se combinent et en forment une plus grande, d'aspect ovale, comme il est présenté à la figure 2.17. Mis à part cet aspect, le comportement d'un chevauchement en traction est comparable à celui d'une seule barre (Lin, 1996). L'effet du confinement, apporté par les aciers transversaux et le couvert de béton est identique. L'objectif du chevauchement est de permettre la transmission des efforts de traction présents dans les barres du pilier vers les barres de la semelle. Ce transfert des efforts doit par contre s'effectuer en passant dans le béton d'enrobage. Une fissuration radiale peut donc se créer si les efforts internes dépassent la capacité du béton en traction. Ainsi, comme cette résistance est faible, la présence d'étriers et une longueur de chevauchement suffisante sont primordiales au bon comportement de la zone de chevauchement.



**Figure 2.17 : Zone ovale combinée des efforts de traction dans le béton.**

La longueur de chevauchement est un paramètre très important dans le comportement de cette région d'un pilier ou d'une colonne. L'augmentation de la longueur de chevauchement permet de réduire les forces de fendage par unité de longueur et ainsi, permet à la structure de résister à des charges plus importantes. Toutefois, dans les essais monotoniques, il existe une borne maximale au-delà de laquelle il n'y a plus de gain structural significatif si l'on augmente la longueur de chevauchement. En effet, la section centrale du chevauchement ne participe presque plus au transfert des efforts (Lin, 1996). Avant l'entrée en vigueur des normes sismiques, les longueurs de chevauchement étaient calculées seulement en fonction du diamètre des barres longitudinales. Des longueurs aussi faibles que  $24 d_b$  ou même  $20 d_b$  étaient utilisées pour construire des piliers de pont (Priestley et al. 1996). Des essais menés par Chai et al. (1990) ainsi que par Holleran (1998) ont permis d'observer une chute rapide de la capacité portante au moment où la ductilité en déplacement ( $\mu$ ) atteignait 1,5 et une très faible énergie de dissipation avec de telles longueurs de chevauchement.

Des recherches effectuées sur les barres chevauchées ont permis d'identifier les autres principaux facteurs d'influence pour le comportement des zones de chevauchement : les

propriétés des aciers et du béton, l'épaisseur du béton de recouvrement et les détails de conception des armatures transversales (Lin, 1996). En effet, pour une barre de diamètre donnée et une longueur de chevauchement fixée, un acier de plus haute résistance entraîne des efforts plus importants à l'interface acier béton. Également, plus une barre est soumise à des déplacements inélastiques importants, plus la section de cette barre diminue. Cette diminution de section entraîne des efforts d'appui sur les crénelures plus importants et ainsi augmente le risque de fendage (Lin, 1996). Les effets reliés à la résistance du béton, à l'épaisseur de recouvrement et à l'espacement des étriers exposés précédemment à la section 2.4 pour l'ancrage d'une barre dans le béton, s'appliquent également aux zones de chevauchements

### 2.4.3 Évolution des codes et normes

Les normes de conception ont grandement évolué au cours des dernières décennies, et ce principalement en raison de l'évolution des connaissances au niveau sismique. En effet, les piliers de ponts plus vieux résistent généralement très bien aux charges gravitaires permanentes et celles du trafic routier mais peuvent être à risque lors d'épisodes sismiques importants. Ces nouvelles connaissances se traduisent dans les codes de conception tout d'abord par des équations tenant compte d'un nombre plus élevé de facteurs d'influence d'un certain comportement. De plus, au niveau sismique, cette évolution s'est traduite par une nouvelle approche de design, le dimensionnement par capacité. Cette approche permet de concevoir des éléments ductiles où seraient concentrées les déformations inélastiques. Cette plastification planifiée de certains éléments permet de dissiper une grande quantité d'énergie tout en permettant au reste de la structure de demeurer élastique et sans endommagement. Les détails de conceptions doivent donc être réalisés avec beaucoup de précaution pour que toute la structure réagisse de manière prévue.

### 2.4.3.1 Longueur de chevauchement

Pour les structures en béton armé, la conception des détails d'armatures joue un rôle primordial dans l'établissement d'une conception sismiquement adéquate. Le tableau 2.2 présente l'évolution des codes CSA/CAN-S6 au cours des dernières décennies au niveau de la longueur de développement,  $L_d$ , et la longueur de chevauchement minimale,  $L_c$ . La dernière ligne du tableau, présente la longueur de chevauchement d'un pilier de pont armé de barres 25M dont la limite élastique,  $f_y$ , atteint 400 MPa avec un béton de résistance en compression de 30 MPa.

**Tableau 2.2 : Comparaison des chevauchements pour les codes CAN/CSA S6-66-74-78-88-00-06**

Édition du code	1966 et 1974	1978	1988	2000 et 2006
Articles concernés	8.6.3.3 – 66 8.4.3.1 - 74	8.3.3.2	8.3.9.2.1	4.7.4.1.6 – 00 4.7.4.2.7 - 06
Règles de chevauchement	Permis sur toute la hauteur	Permis sur toute la hauteur	Permis sur toute la hauteur	Chevauchement situé dans la partie centrale du pilier
Longueur de chevauchement	Si $f_y = 300$ MPa (1966) $L_c \geq 24d_b$  Si $f_y = 400$ MPa  $L_c \geq 36d_b$	$L_d = \frac{0.019 A_b f_y}{\sqrt{f'_c}}$  $L_c = 1.3 L_d$	Maximum de : $L_d = \frac{0.019 A_b f_y}{\sqrt{f'_c}}$ $L_d = 0.058 d_b f_y$  Maximum de : $L_c = 300 \text{ mm}$ $L_c = 1.3 L_d$	Maximum de :  $L_c \geq 60d_b$  $L_c \geq 400 \text{ mm}$
$L_c$ (mm)	900	902	902	1500

Ainsi, on peut constater que les résultats obtenus par l'application des règles des codes de calcul des ponts routiers canadiens (CAN/CSA - S6) sont similaires, jusqu'à l'édition 1988 alors que ceux des années 2000 amènent une augmentation de 66 % de la longueur de chevauchement minimale pour la situation considérée. De plus, c'est à partir de 2000 que les chevauchements dans les zones de rotules plastiques ont été interdits. Ces aspects démontrent clairement la meilleure compréhension des phénomènes de glissement des barres chevauchées et l'importance d'y remédier. Il a été mentionné précédemment que plusieurs ouvrages construits dans les années 1960 et 1970

contiennent des longueurs de chevauchement de  $24 d_b$  ce qui respectait les codes jusqu'en 1978 car les aciers de cette époque avaient une limite élastique plus faible que celle d'aujourd'hui, souvent 300 MPa. Toutefois, on retrouvait tout de même des aciers de nuance plus élevée (400 MPa) dont l'utilisation pouvait s'avérer néfaste si la longueur de chevauchement n'était pas augmentée proportionnellement. Les efforts internes dans la zone de chevauchement seraient ainsi plus importants ce qui pourrait amener plus rapidement à la rupture.

#### 2.4.3.2 Espacement des étriers

Le comportement des ponts lors d'un séisme présenté à la section 2.2 a permis de mettre en évidence la conséquence du manque d'aciers transversaux. L'importance des étriers au niveau du confinement et de la reprise des efforts radiaux causant le fendage du béton a aussi été discutée aux sections 2.3 et 2.4. Ces préoccupations se reflètent aussi dans l'évolution des codes de calcul des ponts routiers, comme on peut le constater dans le tableau 2.3. Pour 1988, les articles du code de conception des structures en béton armé (CSA-A23.3, 1984) pour le design des éléments ductiles ont été utilisés. La dernière ligne du tableau présente les résultats pour un pilier rectangulaire de 2000 mm par 500 mm armé de barres 25M. Il s'agit du pilier réhabilité au chapitre 5 de ce mémoire.



**Tableau 2.3 : Comparaison de l'espacement entre les étriers dans la zone de chevauchement dans les codes CSA/CAN S6-66-74-78-88-00-06**

Édition du code	1966 et 1974	1978	1988	2000	2006
<b>Articles concernés</b>	8.8.4.1.2 – 66 8.7.4.1 - 74	8.2.7.3	A23.3 – M84 21.3.3.3	4.7.4.1.6	4.7.4.2.6
<b>Espacement des étriers (s)</b>	1) 1966 300 mm  2) 1974 0.5 d  3) Défini par les efforts de cisaillement	1) Minimum a) 600 mm b) 0.5d  2) Défini par les efforts de cisaillement	1) 0.25 fois la plus grande dimension de l'élément  2) 300 mm  3) $8d_b$  4) $24 d_{b \text{ trans}}$  5) Défini par les efforts de cisaillement	1) 0.25 fois la plus grande dimension de l'élément  2) 100 mm  3) $6 d_b$  4) Défini par les efforts de cisaillement obtenus du moment probable ou nominal	1) 0.25 fois la plus grande dimension de l'élément  2) 100 mm  3) $6 d_b$  4) Défini par les efforts de cisaillement obtenus du moment probable ou nominal
<b>s (mm)</b>	300 (1966) 250 (1974)	250	200	100	100

Ce tableau permet ainsi de voir que l'espacement maximal permis entre les étriers dans la zone de chevauchement est passé de 300 mm à 100 mm en moins de quarante ans. Ces exigences conduisent à une grande quantité d'étriers dans la zone de la rotule plastique afin d'assurer une stabilité et un confinement aux barres longitudinales. En plus des espacements resserrés, les étriers qui n'étaient généralement pas refermés avant le code de 1988 doivent maintenant posséder un angle de 135 degrés. Cette règle assure que les étriers ne s'ouvrent pas si le béton de recouvrement se fissure et se détache. La figure 2.18 permet de visualiser cette évolution. Sur cette figure, on peut constater qu'à partir de l'année 2000, les étriers sont plus resserrés (100 mm) dans le milieu du pilier, soit la zone de chevauchement, qu'à la base (150 mm), soit la position de la rotule plastique. Cette constatation vient confirmer l'importance de bien confiner la zone de chevauchement puisque les efforts y sont très importants.

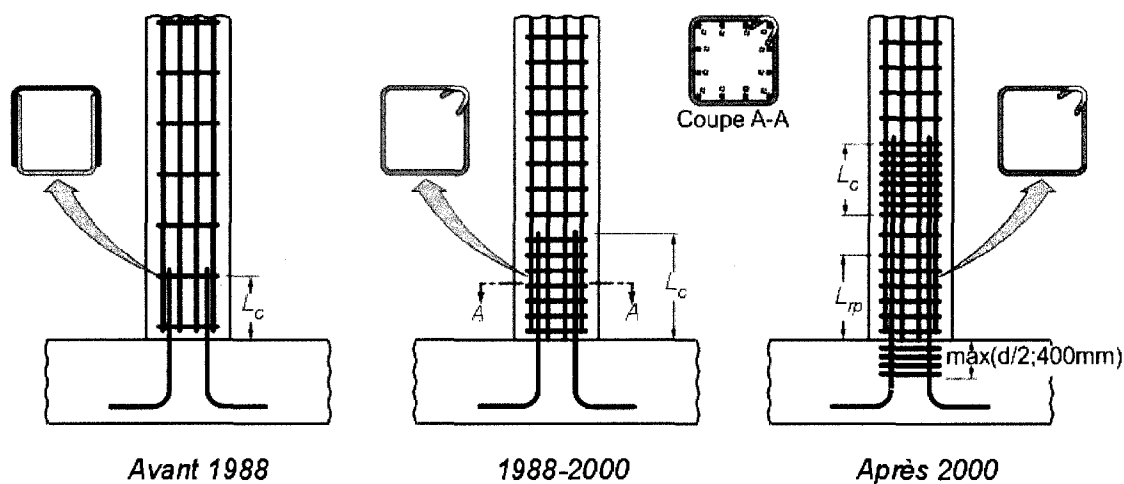


Figure 2.18 : Évolution des codes de conception du chevauchement et des étriers de 1974 à 1988 à 2000 (Adapté de Vachon 2004)

## 2.5 Méthodes de réhabilitation

### 2.5.1 Méthodes de réhabilitations existantes

Depuis plusieurs années, les recherches tentent d'améliorer le comportement des colonnes et piliers ne présentant pas une ductilité suffisante. Tel qu'expliqué précédemment, la position du chevauchement et le manque de confinement amené par étriers sont les causes de ce mauvais comportement. Pour y arriver les chercheurs (Chai et al. 1990, Priestley et al, 1992) ont surtout développé des techniques pour améliorer le confinement de la colonne et ce, avec un certain succès d'ailleurs. Il a été souligné qu'une augmentation du confinement permettait d'améliorer la résistance et la ductilité d'un élément soumis à de la compression ou de la flexion. Un article récapitulatif des différentes techniques de réhabilitation sismique des ponts par Mitchell et al. (1994) a permis de situer l'avancement des recherches en 1993. Pour les piliers en béton armé,

les auteurs suggéraient l'utilisation d'une chemise d'acier, mais la problématique des piles fortement rectangulaires n'a pas été soulevée. De plus, ils ne pouvaient se prononcer sur l'efficacité d'un chemisage en matériau composite puisque cette technique en était à l'époque à ses premiers pas. Priestley et al. (1996) abordent les différentes techniques de renforcement des piliers de ponts en béton armé. Ils notent les excellentes performances procurées par une chemise d'acier pour les colonnes rondes ou carrées. Toutefois, ils recommandent de ne pas utiliser une chemise d'acier rectangulaire sur un pilier rectangulaire, mais plutôt une chemise elliptique, ceci en raison du manque de confinement qu'apporte une chemise rectangulaire. Il n'y a toutefois aucune mention de rapport  $b/h$  limite pour l'efficacité de la réhabilitation. Les figures présentées laissent croire qu'il s'agit de colonnes de rapport  $b/h \approx 2$ . Ils abordent aussi la technique du chemisage en béton qui demande l'ajout d'une couche supplémentaire de béton ancrée à la colonne. Les auteurs affirment toutefois qu'il est difficile d'apporter le confinement nécessaire à la réhabilitation d'une colonne rectangulaire à l'aide de cette technique. En dernier lieu, Priestley et al. (1996) abordent le sujet des chemises en matériaux composites. Elles ont l'avantage de ne pas engendrer de surépaisseur importante, mais ils soulignent qu'elles sont efficaces surtout pour des colonnes rondes. Plus récemment, Mitchell (2002) propose l'ajout d'un bloc de béton autour du pilier, sur le dessus de la semelle, de manière à permettre l'allongement de la hauteur de la rotule plastique et assurer une capacité suffisante à la fondation. Cette procédure associée à un chemisage en acier rempli de mortier permet l'amélioration du comportement d'une colonne circulaire ou carré. On n'y retrouve toutefois pas de mention concernant les piliers rectangulaires.

Il est maintenant accepté et prouvé que les techniques par chemisage en acier, en béton ou en matériau composite fonctionnent correctement pour des colonnes carrées, circulaires ou faiblement rectangulaires ( $b/h \leq 2$ ) comme le présente la figure 2.19.

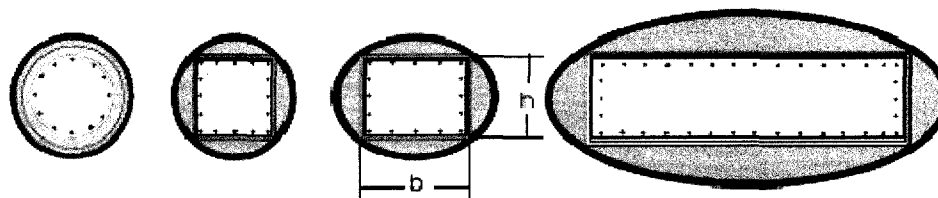


Figure 2.19 : Réhabilitation par confinement pour différentes géométries

Par contre, tel que démontré par Karbhari (1999), une telle chemise peut difficilement confiner le noyau d'un pilier fortement rectangulaire. Pour y arriver, il faut ancrer la chemise à travers le pilier sur toute la largeur de la colonne. De plus, ce genre de chemisage apporte généralement une surépaisseur à la colonne dans la zone réparée. Cette surépaisseur peut être bénéfique au niveau de la protection des armatures contre la corrosion par exemple, mais elle augmente l'inertie de la colonne et du même coup, les forces sismiques reprises par l'élément. Aboutaha et al. (1996) ont réussi à améliorer le comportement d'un pilier rectangulaire,  $b/h = 2$ , présentant le mode de rupture par perte d'ancrage des barres en utilisant une chemise en acier. Toutefois, pour y parvenir, la chemise d'acier a dû être remplie de mortier et ensuite ancrée en quelques endroits à la pile à l'aide de barres d'ancrages, d'écrous et de boulons. Les résultats des spécimens carrés ont été très satisfaisants alors que les spécimens rectangulaires ont démontré un comportement amélioré en comparaison avec le spécimen de référence. Toutefois, tel que mentionné précédemment, la réhabilitation est efficace grâce à l'ajout d'une surépaisseur et sa réalisation est plutôt complexe. De plus, rien ne garantit de bons résultats pour une pile fortement rectangulaire. La recherche littéraire n'a pas permis de trouver des exemples d'une réhabilitation simple et efficace du mode de rupture par perte d'ancrage des barres longitudinales pour des piliers fortement rectangulaires. Il est donc primordial de rechercher des solutions efficaces pour ce type de pilier.

## 2.5.2 Orientation de la réhabilitation dans le cadre de ce projet

Il y a donc lieu de se questionner sur la réhabilitation de colonnes rectangulaires et sur le principe de fonctionnement des méthodes existantes. Ces méthodes par chemisage fonctionnent en raison du confinement qu'elles apportent à l'élément. Par contre, on peut se demander s'il est possible de réhabiliter ces éléments sans utiliser de confinement passif. L'intérêt d'atteindre cet objectif est de permettre la réhabilitation efficace des éléments fortement rectangulaires qui ne peuvent être confinés facilement. Si l'on se rapporte à la section 2.4 sur le comportement d'une barre d'armature ancrée dans le béton, on comprend que les barres glissent puisque le béton n'offre que très peu de résistance à la traction et fissure rapidement. C'est ainsi que le confinement passif des chemisages exerce une pression radiale qui empêche le béton de se dilater. Donc, s'il était possible de réduire la fissuration dans le béton par un autre moyen qu'en utilisant du confinement, il serait possible d'améliorer la ductilité d'un joint de chevauchement conçu selon les normes antérieures à celles des années 2000. Les recherches de Vachon effectuées à l'École Polytechnique de Montréal (2004) qui utilisait une chemise en BRF sur des colonnes soumises à des essais statiques-cycliques, permettent de penser qu'il est possible d'atteindre cet objectif. La méthode qu'il a utilisée a donné des résultats encourageants pour des piliers rectangulaires, particulièrement lorsque la chemise de BRF était ancrée à la pile à l'aide de crochets et armée d'un treillis métallique. En étudiant les essais de Vachon, il apparaît évident que les résultats encourageant proviennent de l'amélioration de la capacité d'ancrage des armatures par le béton d'enrobage en raison des propriétés mécaniques intéressantes du BRF utilisé. Ainsi, le présent projet de recherche poursuivra dans la même veine en utilisant une technique de réhabilitation similaire, c'est-à-dire un chemisage à l'aide de BRF suite à l'enlèvement du béton d'enrobage original. Cette différence avec les chemisages habituels, qui ne font qu'englober la structure originale, permet d'utiliser les propriétés des BRF en contact direct avec les barres et réduire, voire éliminer, la

surépaisseur créée par la réparation. On espère ainsi tirer profit de la résistance à la fissuration et la ductilité des BRF lorsque soumis à la traction. La section 2.6 porte sur les caractéristiques de BRF et le chapitre 3 explique la démarche d'optimisation de deux mélanges utilisés dans le cadre de ce projet de recherche.

## **2.6 Bétons renforcés de fibres**

Le béton est le matériau structural le plus utilisé à travers le monde. Ses qualités structurales sont nombreuses et permettent la fabrication de structures diverses autant spectaculaires qu'efficaces. Par contre, le béton a quelques défauts qui en limitent l'utilisation dans certains projets particuliers. Parmi ces défauts, on note la très faible résistance en traction et à l'impact comparativement à sa résistance à la compression. Les chercheurs ont donc tenté d'améliorer ces propriétés pour que l'on puisse utiliser le béton lorsque la résilience, la ductilité et la résistance à la traction sont des caractéristiques essentielles. L'ajout de fibres dans le béton est un moyen efficace permettant d'atteindre ces objectifs. Cette section contient d'abord une revue de différents types de fibres et leur influence sur les propriétés des bétons. Ensuite, il est question des bétons renforcés de fibres métalliques utilisés dans le cadre de ce projet.

### **2.6.1 Généralités**

Pour réaliser un BRF, des fibres doivent d'abord être ajoutées au mélange pendant le malaxage des constituants. Les temps de malaxage, l'ordre d'intégration des constituants ainsi que les procédures de fabrication des échantillons sont des paramètres qui doivent être contrôlés de manière à standardiser et à uniformiser les études. Une fois ajoutées au mélange, les fibres se répartissent aléatoirement dans la pâte de ciment sans qu'il y ait

une orientation privilégiée. Par contre, lors de la coulée, les fibres s'orientent préférentiellement selon la direction de l'écoulement du béton (Charron 2006). Sachant que les fibres perpendiculaires aux fissures travaillent de manière optimale, il est possible d'orienter la coulée du matériau de manière à profiter au maximum des propriétés apportées par les fibres.

Une analogie peut être faite entre le principe d'action des fibres et celui des barres d'armatures dans le béton armé, c'est-à-dire qu'elles reprennent les efforts de traction présents ou, plus généralement, aident le béton à pallier à ses faiblesses intrinsèques. La grande différence est que les fibres agissent à un tout autre ordre de grandeur. Étant donné leur faible dimension elles œuvrent tout d'abord au niveau des microdéformations qui entraînent généralement le développement des fissures. Elles permettent de contrer les microfissures provenant des diverses formes de retrait. Elles augmentent la ductilité et la résistance en traction du béton renforcé en augmentant l'énergie nécessaire à la rupture. Plus précisément, ces fibres résistent à la formation de fissures en servant de lieu de transfert des efforts et résistent à l'allongement de fissures déjà établies dans le béton ou la pâte de ciment en augmentant l'énergie nécessaire à la microfissuration de la zone d'avancement en pointe de la fissure (« fracture process zone ») (Banthia et Nandakumar 2003). C'est donc dire que l'énergie de rupture est beaucoup plus importante lorsque des fibres sont présentes dans le mélange.

## 2.6.2 Fibres

### 2.6.2.1 Nature des fibres

Des fibres de différentes natures sont utilisées dans la réalisation de bétons renforcés de fibres. Les propriétés que l'on souhaite améliorer ou le comportement que l'on désire obtenir dictent le choix du type de fibres et des caractéristiques géométriques de celles-

ci. Les classes de fibres les plus utilisées sont métalliques, de polymère, naturelles, synthétiques, de verre et de carbone. Elles ont des propriétés intrinsèques différentes qui influenceront grandement celles des bétons renforcés au même titre que la géométrie et la longueur des filaments. Les fibres métalliques, généralement en acier, ont été les premières à être utilisées et sont majoritairement utilisées lorsque l'aspect structural prédomine. L'acier possède une limite élastique élevée qui lui permet de résister à des efforts internes importants. L'acier possède un module élastique de 5 à 8 fois celui du béton ce qui permet aux fibres de reprendre les efforts en traction du béton à de faibles ouvertures de fissures. Par contre, d'autres types de fibres sont de plus en plus étudiés et utilisés. On assiste même à l'utilisation de fibres provenant de matériaux recyclés ce qui permet d'augmenter certaines propriétés mécaniques et d'adopter un comportement plus écologique. De plus, l'utilisation de fibres recyclées ainsi que de fibres naturelles permettent de réduire les coûts du matériau. Cela peut être très attirant dans les pays en voie de développement qui peuvent utiliser des ressources qu'ils ont à proximité, par exemple des fibres provenant de palmier, de bambou ou de chanvre (Li et al. 2005). Le chanvre possède une limite élastique élevée et une bonne résistance aux environnements alcalins. Par contre ces matériaux n'ont pas nécessairement des propriétés stables permettant de prédire les résistances des bétons renforcés de ces fibres.

Les fibres de carbone gagnent en popularité au fur et à mesure que leur coût décroît et que la demande en béton alliant ductilité et bonnes résistances mécaniques augmente (Chung 2000). Elles apportent des caractéristiques structurales semblables aux fibres de polymère, de verre et métalliques. Elles ont de plus l'avantage d'être inertes chimiquement et d'avoir une excellente conductibilité électrique au niveau du matériau, semblable à celle de l'acier, mais elles combinent cette propriété avec un diamètre typique environ cinq fois plus faible, ce qui amène une meilleure conductibilité électrique aux bétons renforcés de fibres de carbone. Ce résultat peut être mis à contribution si l'on décide d'utiliser une protection cathodique pour les armatures (Chung 2000).



Les fibres de polymère, comme le nylon et les polypropylènes, ne sont pas trop coûteuses ce qui en valorise l'utilisation. Elles ont plus particulièrement été utilisées à de faibles taux volumétriques, inférieur à 0,3%, par Alhozaimy et al. (1996) pour augmenter la résistance post-fissuration et la ductilité. Notons seulement ici que le nylon possède une limite élastique (900 MPa) environ deux fois supérieure à celle des polypropylènes (415 MPa) bien que ces derniers soient plus utilisés en technologie du béton.

Les premiers bétons renforcés de fibres de verre avaient tendance à perdre de leur résistance au cours du temps lorsqu'ils étaient placés en milieu humide (Purnell et Beddows, 2005). Cette constatation n'est pas de très bon augure pour le développement de l'utilisation de ces bétons. Notons seulement que c'est la présence de portlandite qui réagit chimiquement avec les fibres de verre de première génération qui cause la perte de résistance.

#### 2.6.2.2 Caractéristiques des fibres

Plusieurs caractéristiques liées aux fibres influencent les BRF. Dans un premier temps, la longueur des fibres est un élément très important à considérer puisqu'il dicte la proportion de fibres que l'on peut utiliser et le type de comportement que l'on obtiendra. Des filaments très courts ont une influence et une action dans le béton très différentes de celles des fibres plus longues. Les fibres très courtes (quelques millimètres) amènent l'augmentation de la résistance et de la ductilité en traction en améliorant les propriétés de la matrice cimentaire. Elles retardent la formation des premières microfissures en servant de point de transfert aux efforts de traction dans la matrice et nuisent ensuite à l'allongement d'une macrofissure en augmentant la longueur de la « fracture process zone ». Les fibres de plus grande dimension, de 30 à 60 mm par exemple, entrent en action une fois que les premières fissures sont apparues. Elles font le pont au travers des

macrofissures de manière à transmettre les efforts, ce que les fibres plus courtes ne pourraient pas faire puisqu'elles n'ont pas la longueur nécessaire à un bon ancrage de chaque côté de la fissure. Les plus longues augmentent la ductilité et la capacité portante en flexion et à l'effort tranchant (Charron 2006).

Dans un deuxième temps, la géométrie de la fibre peut être un facteur d'influence important. L'étude de Park et al. (2004) est très instructive à ce sujet. Les auteurs ont étudié les résultats des trois géométries de fibres de carbone pour les trois essais principaux : la flexion, la traction et la compression. Ils ont étudié les performances de fibres rondes, en « C » et en « H » afin de déterminer les différences entre les trois géométries. Ils ont, de plus, testé si la présence de particules de fumée de silice améliorerait les propriétés. Le dernier point mis à l'étude par Park et al. (2004) a été l'influence de la proportion volumique de fibres dans les échantillons. Ils ont donc fabriqué des échantillons contenant les trois types de fibres à des teneurs de 1 %, 2 % et 3 % avec présence ou non de fumée de silice. Théoriquement, on s'attend à ce que les bétons chargés de fibres en « C » et en « H » aient des propriétés mécaniques supérieures, puisque la surface spécifique des ces dernières est plus élevée ce qui devrait augmenter la force d'ancrage des fibres et augmenter les performances de la matrice cimentaire aux différents tests. On doit aussi s'attendre à ce que la fumée de silice augmente les performances en densifiant la matrice, ce qui augmente les forces de liaison avec les fibres. De plus, une augmentation de la proportion de fibres devrait, règle générale, augmenter les propriétés mécaniques à l'exception de la compression. Les résultats sont en accord avec les attentes. Tout d'abord, on constate, sur la figure 2.20 que la résistance en flexion obtenue d'essais de flexion augmente plus ou moins linéairement avec l'augmentation du pourcentage de fibres tandis que les courbes sont décalées vers le haut (augmentation de la résistance) en présence de fumée de silice. La géométrie en « C » obtient la meilleure performance suivie par celle en « H » et celle des fibres rondes. La raison principale évoquée par les auteurs est que la forme en « C » permet à la matrice cimentaire de remplir l'intérieur du « C » de manière à obtenir un

meilleur ancrage. Ensuite, des essais de traction ont permis d'obtenir des conclusions semblables. L'augmentation de la quantité de fibres amène une augmentation proportionnelle de la résistance à la traction alors que l'ajout de fumée de silice amène une amélioration de la performance de l'ordre de 1,5 fois. Les performances relatives des géométries sont les mêmes que pour l'essai de flexion, c'est-à-dire que la fibre de forme en « C » amène de meilleurs résultats. Encore une fois, les fibres rondes démontrent la performance la moins élevée. La figure 2.20 présente les résultats de l'essai de traction de cette étude.

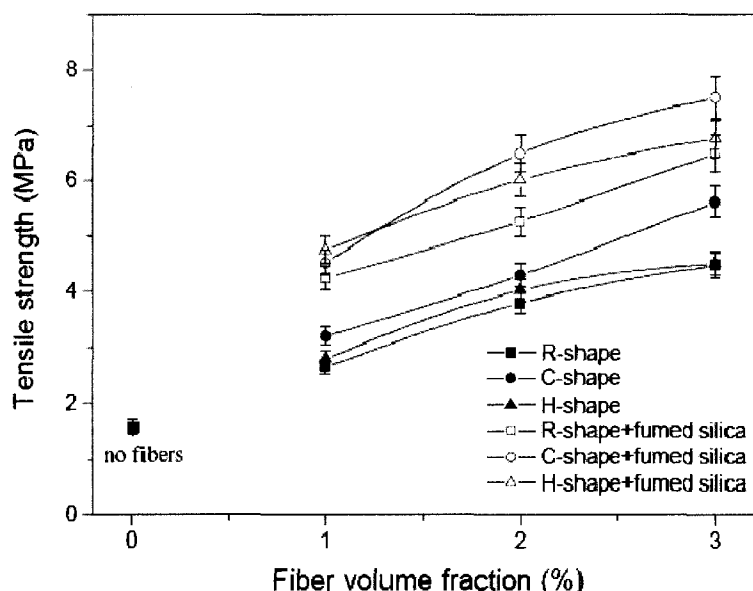


Figure 2.20 : Résistance en traction de trois géométries de fibres à trois pourcentages variables avec ou sans fumée de silice (Park et al. 2004)

Les résultats précédents sont ceux de bétons renforcés de fibres de carbone. Par contre, rien ne peut empêcher une généralisation des tendances évidentes de cette étude pour les autres types de fibres. Cette recherche a aussi fait ressortir un concept très important dans la préparation de béton fibré, la proportion volumique de fibres à utiliser. Selon Park et al. (2004) et Chung (2000), les résistances mécaniques des bétons renforcés de fibres de carbone, sauf pour la compression, augmentent proportionnellement à l'augmentation du pourcentage de fibres jusqu'à un certain point. Cette limite est dictée

soit par la trop grande présence de vides d'air reliés à l'ajout de fibres ou bien la diminution de la maniabilité. À l'inverse, il est démontré qu'un taux volumique aussi faible que 0,2 % est suffisant pour modifier les caractéristiques du béton.

On ne peut traiter de la résistance des bétons fibrés sans la relier à la densité volumique et la géométrie (forme et longueur) des fibres utilisées. Il s'agit donc de points très importants dans l'étude des BRF. Dans cette optique, le volume et la géométrie des fibres utilisées dans le cadre du présent projet de recherche ont été soigneusement sélectionnés. Ces choix sont expliqués en détail au troisième chapitre, mais l'on doit souligner qu'un optimum doit être déterminé entre la capacité d'ancrage apporté par une seule fibre et la quantité que l'on peut incorporer dans le mélange. En effet, une fibre ronde ne procure pas autant d'ancrage qu'une fibre de forme plus complexe, mais il est possible d'en incorporer plus dans le mélange.

Le module élastique des fibres est une autre propriété qui peut influencer le comportement d'un BRF. Par exemple, le module élastique des fibres d'acier est d'environ 200 GPa alors que celui des fibres de polymère, dont le nylon et les polypropylènes, gravite autour de 5 GPa. Cela affecte bien évidemment les propriétés d'un futur béton fibre fabriqué à partir d'un ou de l'autre de ces matériaux. Un module élastique plus faible ne permet pas de résister autant à la fissuration puisque les fibres seront plus facilement déformables. De plus, une limite élastique plus élevée amène généralement une plus grande ductilité et l'on doit fournir plus d'énergie pour atteindre la rupture (Song et Hwang, 2004). Leung et Shapiro (1999) ont trouvé qu'il y avait un intervalle optimal pour la valeur de la limite élastique lors des tests d'arrachement des fibres. Leur étude est importante et significative puisque contrairement aux quelques expérimentations réalisées précédemment sur l'ancrage des fibres, les auteurs tiennent compte d'un angle d'ancrage. Ce procédé est beaucoup plus représentatif de la réalité que le test d'arrachement perpendiculaire puisque les fibres sont orientées aléatoirement dans la matrice cimentaire. Ils ont premièrement exposé qu'il était faux de prétendre

qu'une limite élastique de plus en plus élevée assurait automatiquement une meilleure capacité à « couder » une fissure puisqu'il existe une valeur maximale. Une limite élastique plus haute que ce maximum entraîne des fractures locales importantes dans la matrice cimentaire à la base de la fibre, ce qui diminue sa force d'ancrage et donc sa capacité à empêcher la fissuration. Donc selon Leung et Shapiro (1999) pour un ratio eau sur ciment (E/C) de 0,55 on obtient une force d'ancrage maximale pour une limite élastique de 635 MPa. Pour ce qui est de la dissipation d'énergie, le maximum correspond à une limite élastique de 954 MPa. Ces résultats sont obtenus à l'aide de fibres métalliques droites de 22 mm de longueur. Il ne faut toutefois pas oublier que d'autres facteurs importants font varier la capacité des fibres à transférer les efforts lorsque la matrice est fissurée. Parmi ceux-ci, on doit particulièrement souligner la forme de la fibre, la longueur ainsi que son diamètre. Les résultats de Leung et Shapiro (1999) ne peuvent donc pas être extrapolés pour d'autres géométrie ou nature de fibre toutefois, il permet d'avoir un ordre de grandeur et de constater que des fibres en acier standard devraient procurer de bon résultats.

#### 2.6.2.3 Résistances mécaniques

L'influence des fibres dans les bétons modifie grandement les propriétés mécaniques. Dans un premier temps, Rossi (Charron 2006) mentionne que les fibres ne permettent pas d'augmenter la résistance en compression de la matrice. L'effet semble même être l'inverse, alors que l'ajout de fibres pourrait diminuer la résistance en compression en raison de la présence accrue de vide d'air dans la matrice. Par contre, il ne s'agit que d'une diminution très faible et même que certaines études n'ont pas vu cette diminution suggérée par la théorie. Ce sujet n'est pas aussi important dans le traitement des BRF puisque des résistances à la compression de l'ordre de 50 MPa sont facilement atteignables. De plus, lorsque des BRF sont utilisés, les applications demandent une ductilité et une résistance en traction, à la flexion ou à l'impact plus élevées. Ces dernières, toutefois, sont influencées positivement par la présence de fibres. Des essais

de traction uniaxiale ou des essais de flexion permettent d'être témoin de l'augmentation de la résistance en traction et ce pour plusieurs types de fibres. Le chapitre trois de ce mémoire présente d'ailleurs des essais de flexion permettant de constater la résistance et la ductilité de BRF.

## **2.7 Bétons Fibrés à Ultra-hautes Performances (BFUP)**

Bien que les BFUP fassent parti des BRF en raison de la présence de fibres, une section distincte leur a été consacrée puisqu'ils sont très différents. Les paragraphes suivants permettent de mieux comprendre la structure granulaire des BFUP ainsi que d'exposer leurs résistances mécaniques et leurs propriétés intrinsèques. Cette section est fortement inspirée du travail de Braïke (2007) et Denarié (2004).

### **2.7.1 Principes de fabrication**

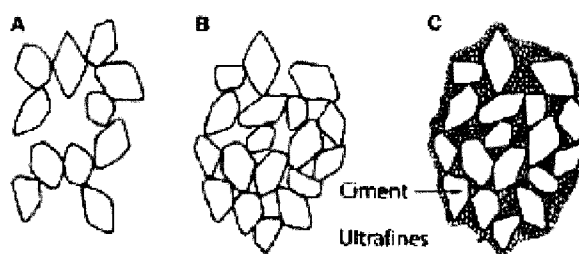
Les chercheurs Bache (1989) et De Larrard et Sedran (1994) ont, au cours de leur recherche, jeté les bases de la fabrication des BFUP sous la forme de cinq principes généraux fondamentaux :

- réduction de la taille des granulats;
- augmentation de la quantité de pâte liante;
- optimisation de la distribution granulométrique;
- réduction du rapport eau/liant;
- ajout des fibres.

L'obtention d'un matériau cimentaire à très haute résistance passe par la réduction du diamètre maximal des granulats et un choix de taille des petits granulats suffisamment

élevée pour ne pas perturber l'arrangement granulaire des grains de ciment et de fumée de silice. Ce choix se base sur le fait que plus l'épaisseur du film de pâte diminue, plus la résistance à la compression augmente puisque les granulats plus petits sont ainsi plus nombreux. Ce nombre plus important implique un film de pâte plus mince entre les grains (De Larrard et Sedran, 1994). Aussi, en diminuant la taille des granulats, on améliore la maniabilité du matériau (Braïke, 2007).

Les BFUP sont caractérisés par l'augmentation de la quantité de pâte liante. La pâte liante d'un BFUP est composée de ciment, de fumée de silice et de superplastifiant. La figure 2.21 permet de voir l'influence du superplastifiant (figure 2.21b) ainsi que l'influence du superplastifiant combiné à des particules de fumée de silice (figure 2.21c) en comparaison avec du ciment ordinaire (figure 2.21a). Le superplastifiant permet la défloculation des grains de ciments et leur rapprochement alors que les grains de fumée de silice, beaucoup plus fins que ceux du ciment, viennent combler les vides et s'hydrater dans les cavités. Ces particularités augmentent grandement la résistance et la fluidité du béton (Denarié, 2004).



(a) Grains de ciment ordinaire, (b) Utilisation de superplastifiant, (c) superplastifiant et fumée de silice

**Figure 2.21 : Comparaison des pâtes liantes selon les composants (Roy Della, 1987)**

Les BFUP nécessitent une optimisation de la distribution granulométrique. Étant donné que la quantité de granulats est moindre dans le BFUP et que ces granulats ne constituent pas un squelette jointif comme dans le cas des bétons conventionnels, le retrait de la pâte n'est pas entravé et les fissures de retrait dues à l'entrave granulaire

sont évitées (Denarié, 2004). Selon Denarié l'optimisation du squelette granulaire dans le BFUP amène à utiliser environ 30 % de fumée de silice pour 70 % de ciment.

Les BFUP tirent leur grande résistance de leur très faible rapport eau/liant. Toutefois, une valeur trop faible ne serait pas favorable puisque la porosité en serait augmentée, au détriment de la résistance (Parant 2003). Selon Richard et Cheyrezy (1995), il apparaît que la compacité maximale serait atteinte à l'aide d'un rapport eau/liant de 0,13.

Comme dans le cas des BRF traditionnels, l'ajout de fibres permet d'augmenter la résistance à la fissuration et la capacité de déformation des bétons. La section 2.6 a permis de constater que différents types de fibres pouvaient être utilisés pour les BRF, ce qui est également valide pour le BFUP. Généralement, des fibres métalliques de courte dimension sont utilisées dans le BFUP et leur élancement fait varier grandement la fluidité du mélange. Le choix du type et du pourcentage volumique de fibres est déterminé en fonction des caractéristiques mécaniques désirées et de celles de la matrice (Braïke 2007). La grande compacité de la matrice cimentaire des BFUP permet l'utilisation de fibres droites très courtes car l'adhérence est alors suffisante (Denarié, 2004).

### 2.7.2 Constituants du BFUP

Cinq constituants sont requis pour fabriquer du BFUP :

- ciment;
- fumée de silice;
- granulats;
- superplastifiant;
- fibres.



Le constituant principal d'un BFUP est évidemment le ciment. Le dosage en ciment, supérieur à  $700 \text{ kg/m}^3$ , est deux fois plus important que celui d'un béton normal. Le ciment doit avoir une faible teneur en alcalis, une finesse faible à moyenne et une faible teneur en  $C_3A$  dans le but de réduire la demande en eau et la chaleur d'hydratation (Braïke, 2007 et Habel, 2004).

La fumée de silice fait aussi partie des particules fines du mélange mais son diamètre moyen ( $0,2 \mu\text{m}$ ) est 100 fois plus faible que celui du ciment type GU. Ce faible diamètre lui permet de remplir les vides et de s'hydrater dans les cavités microscopiques. Un dosage en fumée de silice correspondant au quart du dosage en ciment semble être optimal pour remplir les vides (Braïke, 2007).

Une des particularités du BFUP est l'absence de gros granulats. Les granulats du BFUP sont essentiellement des grains de sable, préférablement le sable de quartz pour sa grande dureté. La taille moyenne des particules de sable dans le BFUP est généralement inférieure à 1 mm (Braïke, 2007).

Les adjuvants chimiques permettent d'améliorer grandement certaines propriétés des bétons. Dans la fabrication d'un BFUP, l'utilisation d'un superplastifiant est essentielle puisqu'elle permet une bonne fluidité et demeure efficace pour de faible ratio E/C (Braïke, 2007).

L'ajout de fibres a été traité à la sous-section précédente. Il importe d'ajouter qu'un BFUP contient généralement plus de 2 % de fibres et que cette proportion est limitée par la compacité et le comportement rhéologique du matériau. Les BFUP développés à l'École Polytechnique de Montréal contiennent des fibres métalliques courtes, 10 à 12 mm, et des proportions volumiques de 3 à 8 % (Braïke, 2007).

### 2.7.3 Propriétés des BFUP

Les BFUP sont généralement caractérisés par des résistances en compression supérieures à 150 MPa à 28 jours sans l'utilisation de cure thermique. Toutefois, ces résultats sont obtenus avec des matériaux d'origine européenne. Les constituants européens du BFUP, notamment le ciment, sont mieux adaptés à l'atteinte de telle résistance. Ainsi, le développement d'un BFUP à l'aide de matériaux locaux (Braïke, 2007) a permis l'atteinte de résistance entre 100 et 115 MPa en compression.

Le comportement du BFUP en compression est montré à la figure 2.22. Il est possible d'y distinguer six phases dans le processus de fissuration en compression pour le BFUP.

1. Comportement élastique de 0 à 40 % de  $f'_c$
2. Développement de microfissurations parallèles à la charge de 40 à 70 % de  $f'_c$
3. Développement de microfissurations obliques à la charge de 70 à 90 % de  $f'_c$
4. Localisation d'une macrofissure oblique à la charge de 90 % à 100 % de  $f'_c$
5. Phase post-pic avec l'ouverture de la macrofissure
6. Rupture complète par éclatement latéral

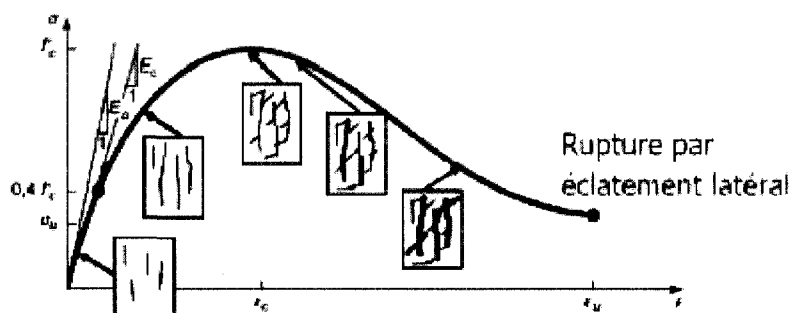


Figure 2.22 : Comportement du BFUP en compression uniaxiale (Charron, 2006)

La résistance à la traction du BFUP est particulière puisque ce matériau a un comportement écouissant. La figure 2.23 explique le comportement en traction du BFUP et permet de le comparer avec celui d'un béton ordinaire et d'un BRF traditionnel.

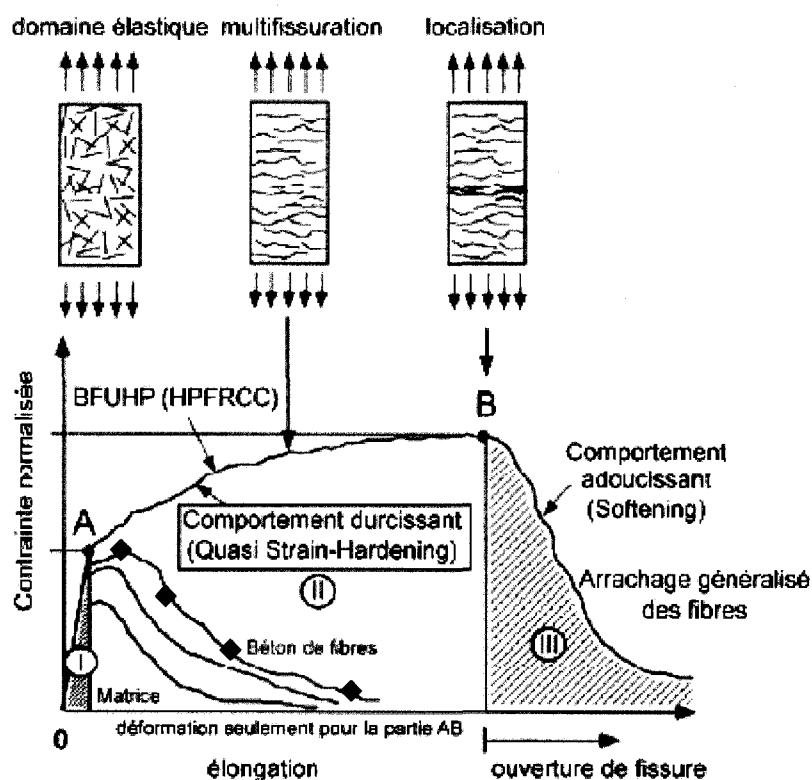


Figure 2.23 : Comportement en traction d'un BFUP (adapté de Denarié, 2004)

Il est possible de distinguer sur la figure 2.21 trois phases importantes précédant la rupture (Braïke, 2007 et Denarié, 2004).

1. **Domaine I :** élastique jusqu'à la résistance de fissuration (point A) correspondant au comportement de la matrice. Sans la présence de fibres, il y aurait rupture brutale à ce point.
2. **Domaine II :** Développement de microfissures et de macrofissures distribuées par la suite. C'est la zone ayant un comportement écouissant jusqu'à l'atteinte

du point B qui correspond à une résistance plus élevée que celle de fissuration. Cette portion écrouissante de la courbe n'existe pas dans les BRF traditionnels, comme on peut le constater sur la courbe marqué de losanges (◆).

3. Domaine III : Localisation progressive d'une macrofissure qui s'ouvre graduellement et entraîne la perte de charge jusqu'à la rupture complète au droit de cette fissure.

Il est possible d'obtenir des résistances en traction directe de l'ordre de 12 à 15 MPa, mais comme dans le cas de la compression, les matériaux locaux ne permettent pas d'atteindre des propriétés aussi élevées.

## **CHAPITRE 3**

### **Développement des bétons de réparations**

#### **3.1 Introduction**

L'objectif de ce chapitre est de développer des bétons renforcés de fibres (BRF) pour effectuer la réhabilitation des zones de chevauchement. Il existe plusieurs types de BRF et il est donc important de définir le genre de mélange que l'on désire utiliser. Premièrement, ce BRF doit être structural, c'est-à-dire qu'il doit avoir la capacité de résister à des efforts internes. Deuxièmement, il doit être composé de matériaux locaux pour s'assurer que le mélange soit facile à reproduire. Troisièmement, une rhéologie permettant un comportement autoplaçant à l'état frais est essentielle pour permettre une mise en place facile et une distribution homogène des fibres.

Plusieurs mélanges ont ainsi été réalisés afin de permettre de répondre à ces critères et entamer les essais en laboratoire de ce projet de recherche. Heureusement, la mise au point de mélanges s'est appuyée sur des études antérieures réalisées à l'École Polytechnique de Montréal. Plus particulièrement, le mélange développé par Vachon (2004) et les mélanges de Braïke (2007) serviront de point de départ pour développer deux BRF dans le cadre de cette recherche, soit un BRF traditionnel de 55 MPa ainsi qu'un béton fibré à ultra-hautes performances (BFUP) de 120 MPa. Dans le but d'éviter d'alourdir le texte, le premier mélange sera identifié BRF tandis que le deuxième sera identifié BFUP. Ce chapitre porte donc sur le processus de développement de ces deux mélanges ainsi que sur les essais de caractérisation réalisés.

## 3.2 Développement du BRF

Le choix du premier béton de réparation a été influencé par les bons résultats de l'étude de Vachon (2004) sur l'élimination du mode de rupture par fendage à l'aide d'un chemisage en BRF. Un mélange semblable a donc été créé pour répondre aux objectifs et critères du présent projet.

### 3.2.1 Choix des matériaux constitutifs

Un béton renforcé de fibres est souvent caractérisé par ses fibres: le type, la longueur, la forme et la quantité. Le choix de la fibre influence directement le comportement du matériau à l'état frais et durci. Le matériau constitutif de la fibre influence grandement les propriétés mécaniques du béton tandis que la forme, la longueur et la quantité influencent à la fois la fluidité, la maniabilité et les propriétés mécaniques. Étant donné que le BRF de réparation est utilisé en réhabilitation structurale, des fibres métalliques Dramix® RC-65/35-BN de la compagnie BEKAERT ont été utilisées. Le nombre 65 correspond au rapport L/D ce qui équivaut à un diamètre de 0,55 mm pour cette fibre de 35 mm de longueur avec crochets. Cette longueur permet de bien pallier à la fissuration et d'assurer un ancrage suffisant à la fibre dans la pâte de béton. De plus, la fibre est assez fine pour ne pas limiter la fluidité de manière importante. La figure 3.1 présente ces fibres.



**Figure 3.1 : Fibres utilisées dans le mélange du BRF (BEKAERT)**

Le mélange de base est constitué de granulats fins et grossiers, de ciment et d'eau. Le choix des constituants a été basé sur la disponibilité des matériaux au moment des mélanges et dans le but de faciliter le placement du matériau dans les coffrages. En effet, le but étant de couler ce BRF de réparation dans la zone de chevauchement, où il y a deux fois plus d'aciers longitudinaux, il a donc été décidé d'utiliser des gros granulats granitiques ayant une granulométrie étalée variant entre 2,5 mm et 10 mm, comparativement à du 5 – 14 mm couramment utilisé. Ce choix permet d'anticiper une meilleure homogénéité du mélange frais dans les coffrages lors de la coulée. Du sable standard d'une carrière de la région de Montréal a été utilisé. Dans le but d'augmenter la fluidité du mélange, du ciment binaire, HSF (CSL), a été utilisé. La quantité et l'optimisation des différents constituants sont traitées à la section suivante.

Pour obtenir une bonne fluidité et assurer la maniabilité en présence de fibres de 35 mm, il est évident qu'il fallait utiliser des adjuvants. Dans un premier temps, il a fallu ajouter du superplastifiant, Eucon 37, pour augmenter la fluidité de la pâte. Par contre, pour obtenir l'étalement voulu, la quantité de superplastifiant utilisée provoquait de la ségrégation dans le mélange, ce qui est à éviter. Pour pallier à ce problème, un agent viscosant, Euclid Viscrol, a été intégré au mélange.

### 3.2.2 Optimisation des constituants et du mélange

Le rapport E/C a tout d'abord été fixé à 0,46 dans le but d'atteindre une résistance d'environ 55 MPa. Ensuite, la quantité de fibres devait être fixée. Sachant que plusieurs mélanges avaient antérieurement été réalisés avec succès à l'École Polytechnique en utilisant  $80 \text{ kg/m}^3$  de fibres, cette valeur a été retenue. En d'autres termes, il s'agit d'environ 1 % volumique de fibres. La première étape à réaliser pour l'optimisation du mélange était de déterminer le rapport sable sur granulat (S/G) optimal à l'aide de la méthode Baron-Lesage (Rossi 1998). La variation du rapport S/G permet de déterminer le squelette granulaire permettant la meilleure maniabilité. Pour déterminer cette propriété, le maniabilimètre EPM-2, semblable à celui présenté sur la figure 3.2, a été utilisé. Le temps d'écoulement le plus faible correspond à la meilleure maniabilité. Les données de cette démarche ont permis de trouver un rapport optimal à  $S/G = 1,3$ .

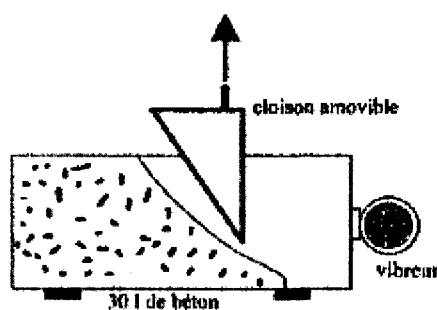


Figure 3.2 : Maniabilimètre (adapté de Vachon 2004)

Une fois les constituants de bases et les fibres optimisés, il fallait atteindre l'objectif de fluidité du mélange. Le test d'étalement à l'aide du cône d'Abrams (ASTM C 143/C 143M – 98), qui est généralement utilisé pour mesurer l'affaissement d'un béton, permet de caractériser un béton autoplaçant. Une valeur d'étalement d'environ 600 mm pour le diamètre du béton frais est recommandée pour qualifier le béton d'autoplaçant. Pour le



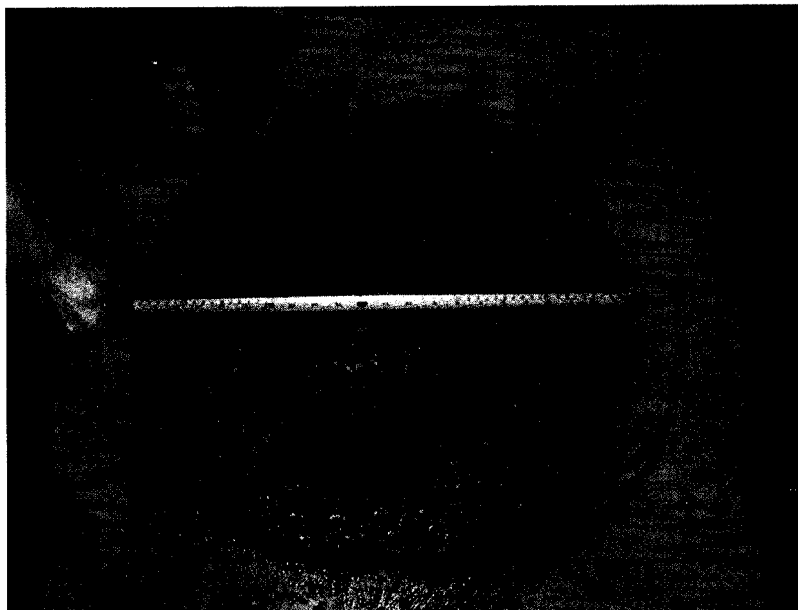
BRF de réparation, on recherche une bonne fluidité et une bonne maniabilité, mais pas nécessairement un béton parfaitement autoplaçant. Ainsi, un critère d'étalement de 450 mm a été fixé. Pour y arriver, du superplastifiant a été ajouté au mélange. La quantité a été augmentée graduellement, de mélange en mélange de manière à trouver un optimum. Il n'a toutefois pas été possible de déterminer cet optimum, puisqu'une fois la fluidité atteinte, des problèmes de ségrégations sont apparus. Ainsi, il a fallu ajouter un agent colloïdal de manière à diminuer la ségrégation mais conserver la fluidité. Plusieurs mélanges ont été nécessaires pour atteindre un équilibre. L'optimum a été atteint en utilisant une quantité de 25 millilitres de superplastifiant par kilogramme de liant et quatre millilitres de viscosant par litre d'eau. Le tableau 3.1 présente les quantités en kilogramme par mètre cube des constituants du mélange de BRF optimisé.

**Tableau 3.1 : Composition du BRF 1% de fibres**

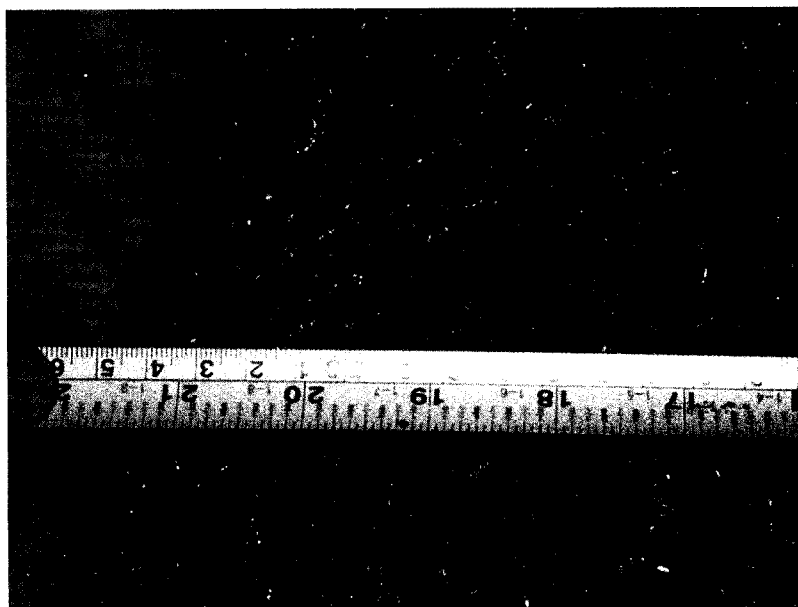
Constituant	Type	Quantité [kg/m <sup>3</sup> ]
Ciment	Type HSF (CSL)	425
Pierre	2.5-10 mm	733
Sable	Joliette	953
Fibres métalliques	Dramix 65/35	80
Superplastifiant	Eucon 36	12,9
Viscosant	Visctrol	1,06
Eau totale		195
Sable / Ciment (massique)		2,24
Eau totale / Ciment (massique)		0,46
Quantité de fibres [kg/m <sup>3</sup> ]		80
Masse volumique du mélange [kg/m <sup>3</sup> ]		2394
Étalement du mélange [mm]		530
$f'_c$ à 28 jours [MPa]		56,9
$E_c$ à 28 jours [MPa]		28 085
Coefficient de Poisson		0,225

Les propriétés de ce mélange ont été déterminées à l'aide d'essais de compression sur des cylindres à 28 jours et à l'aide des essais d'étalement et de maniabilité lors de la

fabrication du mélange. Les figures 3.3 et 3.4 présentent le résultat du test d'étalement, où un diamètre de 530 mm a été obtenu pour le BRF optimisé.

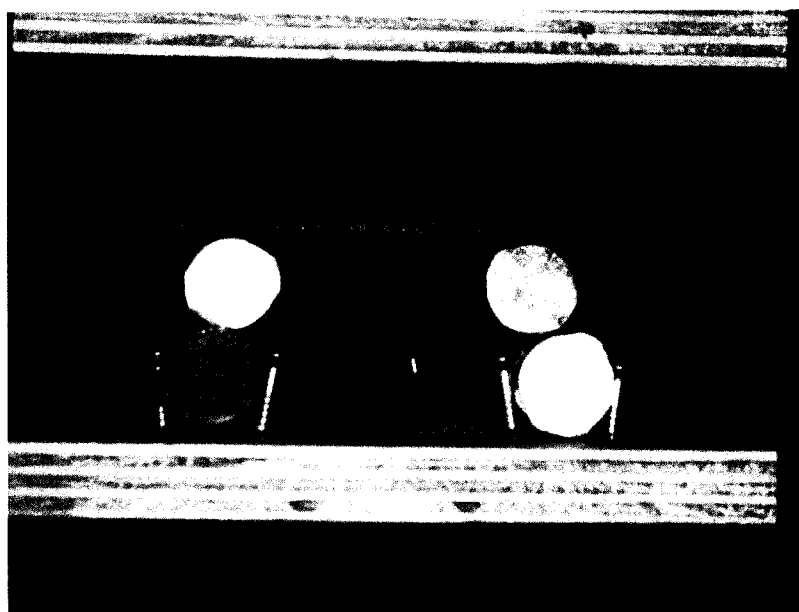


**Figure 3.3 : Étalement de 530 mm pour le BRF optimisé**

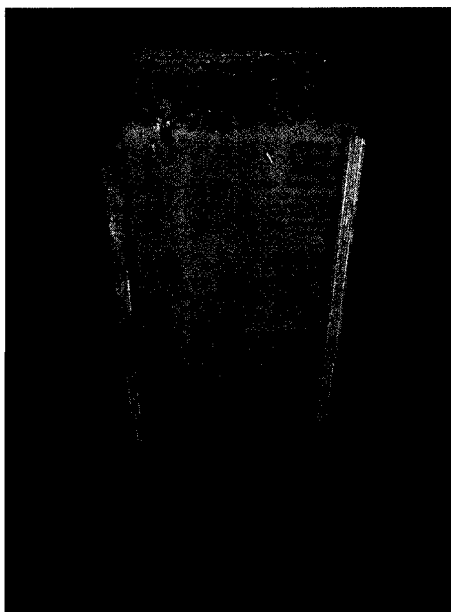


**Figure 3.4 : Extrémité du béton frais suite au test d'étalement**

L'objectif d'atteindre un étalement de 450 mm a été atteint, mais il était important de vérifier si un tel étalement assurait une bonne coulée. Sachant que ce BRF allait ensuite servir à réhabiliter la zone de chevauchement d'une colonne ou d'un pilier, un coffrage test a été réalisé avec deux barres chevauchées et des barres transversales simulant la présence d'étriers. Les considérations géométriques ont été choisies de manière à répliquer, à échelle réduite, les colonnes de l'essai d'arrachement décrit au chapitre 4. Ainsi, il était possible de vérifier l'aisance de la coulée et l'homogénéité du béton après le décoffrage. La figure 3.5 présente le coffrage avec les barres avant la coulée alors que la figure 3.6 montre le bloc de béton armé une fois décoffré.



**Figure 3.5 : Coffrage test avec les barres chevauchées**



**Figure 3.6 : Façade du coffrage test**

Suite à cette coulée test, il est confirmé que l'étalement de 530 mm permet une coulée adéquate dans une zone de chevauchement. Ce béton n'a pas été vibré et le placement du béton frais s'est tout de même réalisé assez facilement. L'absence de vides de surface était aussi un point positif de cette coulée.

En dernier lieu, les résultats des essais de compression ont permis de confirmer la résistance en compression estimée préalablement à 55 MPa en fonction du rapport E/C. Comme présenté dans le tableau 3.1, la moyenne de la résistance en compression des cylindres à 28 jours était de 56,9 MPa. Le module élastique,  $E_c$ , a été mesuré à 28 085 MPa alors que le coefficient de Poisson est de 0,225.

### **3.3 Développement du BFUP**

Depuis quelques années, la recherche sur le béton a permis des avancées spectaculaires avec le développement de nouveaux bétons regroupés sous l'appellation BFUP. C'est un

matériau prometteur dont les propriétés intrinsèques sont très attirantes mais encore méconnu et plutôt cher à fabriquer. Le coût de fabrication d'un mètre cube de BFUP varie entre 1500 \$ et 3000 \$ selon les composants utilisés. Évidemment, avec un coût aussi élevé lorsque comparé avec celui d'un béton plus traditionnel qui est d'environ 200 \$, le mètre cube, le domaine d'application de ce matériau est limité à des applications particulières où les qualités nécessaires permettent de justifier les coûts élevés.

Dans le cadre de ce projet de recherche, il a été décidé d'utiliser un BFUP pour effectuer le chemisage d'un pilier ou d'une colonne. Pour y parvenir, il fallait tout d'abord développer ce BFUP pour effectuer la réparation. Par la suite, les essais de caractérisation permettront d'évaluer les propriétés et caractéristiques de ce matériau. Quelques critères avaient tout d'abord été mis de l'avant de manière à orienter la réalisation du mélange. Étant donné que les propriétés intrinsèques de ce type de béton permettent d'assurer une grande fluidité et que la résistance en compression est généralement supérieure à 100 MPa, ces critères étaient rencontrés avant même de débiter. Toutefois, un des objectifs principaux de ce projet de recherche est d'assurer que la procédure de réhabilitation puisse être reproduite facilement en chantier. Pour ce faire, il était avantageux de simplifier au maximum la recette et la réalisation du mélange pour assurer qu'il puisse être fabriqué en usine et coulé en chantier dans des espaces verticaux étroits et congestionnés.

### 3.3.1 Formulation du BFUP

En 2006, à l'École Polytechnique de Montréal, Braïke a mis au point des BFUP dans le cadre de son projet de maîtrise. Son mélange a permis d'intégrer des quantités de 6 à 8 % en volume de fibres métalliques de 10 mm. Bien que les propriétés mécaniques de ces matériaux soient très élevées, la grande quantité de fibres augmente le niveau de

difficulté de réalisation en usine et en chantier puisqu'une plus grande quantité de fibres demande une plus grande minutie et précision lors de la réalisation du mélange. De plus, compte tenu que le mécanisme de rupture devant être éliminé implique des fissures de faible ouverture, l'utilisation d'un matériau moyennement écrouissant devrait être suffisant. Ainsi, il a été décidé de diminuer la quantité de fibres, tout en conservant le squelette granulaire du mélange pour profiter du travail déjà accompli. Cette diminution devrait assurer un mélange plus stable qui pardonne les imprécisions lors de la fabrication et de la mise en place. Également, cette diminution permet de réduire les coûts associés à la mise au point de ce mélange, les fibres étant un élément très coûteux du mélange.

La diminution de la quantité de fibres a été réalisée en augmentant le volume des autres constituants proportionnellement. Cette façon de procéder n'est cependant pas optimale. Dans ce type de béton, les fibres remplacent les granulats et en ce sens, il aurait été préférable d'augmenter seulement la teneur en sable proportionnellement à la diminution volumique des fibres. Cela aurait assuré un mélange plus stable et moins sensible au retrait comme il est souligné dans les chapitres 4 et 5 de ce mémoire. Par contre, au niveau des propriétés mécaniques du mélange, cette approche amène des aspects positifs puisque la proportion de ciment et de liant plus élevée conduit à des résistances plus importantes en plus d'obtenir une grande fluidité. Le tableau 3.2 présente les constituants de ce BFUP et ses propriétés.

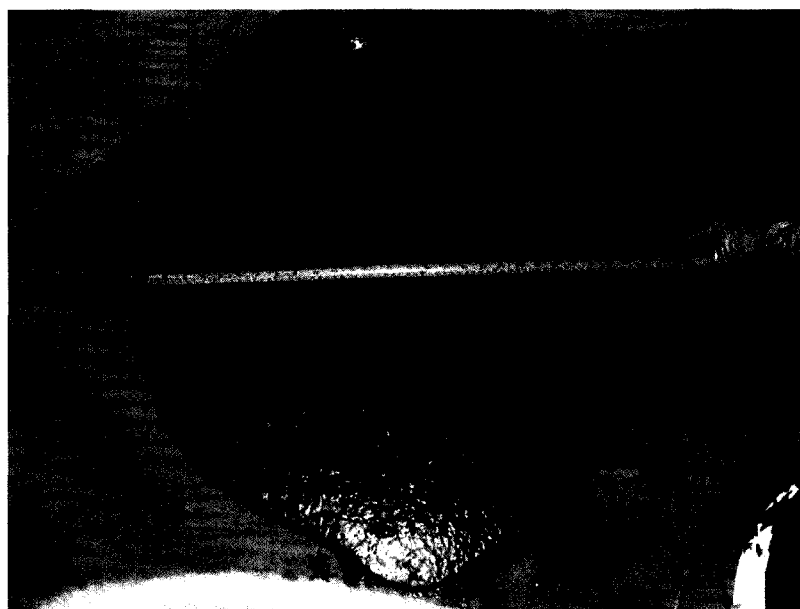
**Tableau 3.2 : Composition et propriétés du BFUP 3% de fibres**

<b>Constituant</b>	<b>Quantité [kg/m<sup>3</sup>]</b>
Ciment	1020
Fumée de silice	255
Sable	610
Fibres métalliques	239
Superplastifiant	34,8
Eau totale	255
Fumée de silice / Ciment (massique)	0,25
Sable / Ciment (massique)	0,60
Eau totale / Ciment (massique)	0,25
Eau totale / Liant (massique)	0,20
Pourcentage volumique des fibres	3 %
Masse volumique du mélange [kg/m <sup>3</sup> ]	2394
Étalement du mélange [mm]	710
$f_c$ à 28 jours [MPa]	130
$E_c$ à 28 jours [MPa]	36 280
Coefficient de Poisson	0,248

Lorsque l'on compare les quantités présentes dans les tableaux 3.1 et 3.2, on remarque rapidement les différences très importantes entre les deux bétons. Le BFUP possède 3 % volumique de fibres ce qui donne une masse de 239 kilogrammes par mètre cube de mélange. Même raisonnement lorsque l'on s'attarde à la masse de ciment utilisé et à celle de fumée de silice. Les quantités élevées de ces constituants pour les BFUP expliquent pourquoi les coûts de fabrication sont plus élevés.

### 3.3.2 Propriétés mécaniques de ce BFUP

Des essais d'étalement à l'aide du cône d'Abrams ont été réalisés de la même façon que pour le BRF. La fluidité du BFUP était excellente et des étalements de 710 mm ont été atteints sans présence de ségrégation. Il s'agit donc d'un matériau parfaitement autoplaçant comme on peut le constater sur la figure 3.7.



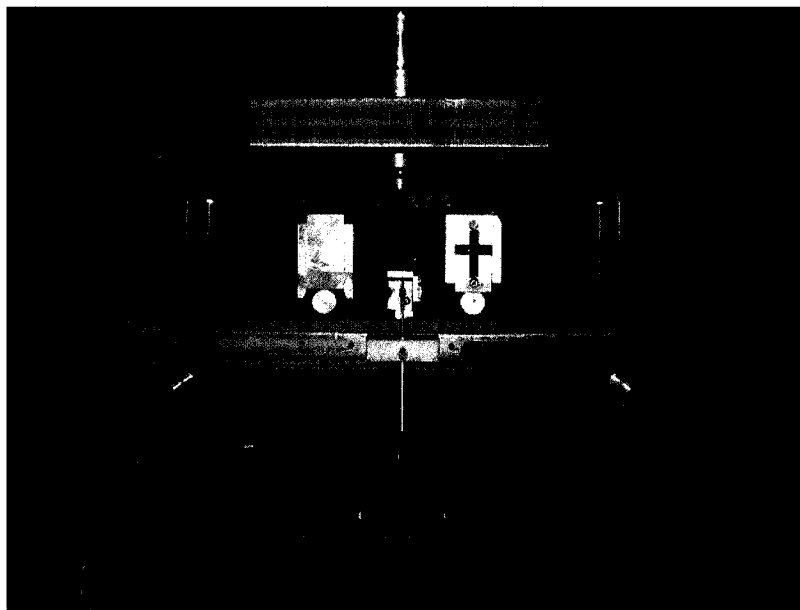
**Figure 3.7 : 710 mm d'étalement pour le BFUP**

Des cylindres de 100 mm de diamètre ont été utilisés pour tester la résistance en compression des mélanges (ASTM C 39/C 39M – 99). La compilation des résultats d'essais en compression sur ces cylindres indique que le béton a atteint une résistance de 129.7 MPa à 28 jours. Ce résultat est légèrement supérieur aux résultats de Braïke (2007) sur des BFUP à pourcentage plus élevé de fibres. La raison principale expliquant cette différence est l'excédent de liant par rapport aux granulats provenant de l'ajustement de la teneur en fibres. En effet, l'augmentation de la proportion de ciment et de fumée de silice amène une augmentation des propriétés mécaniques. C'est aussi ce

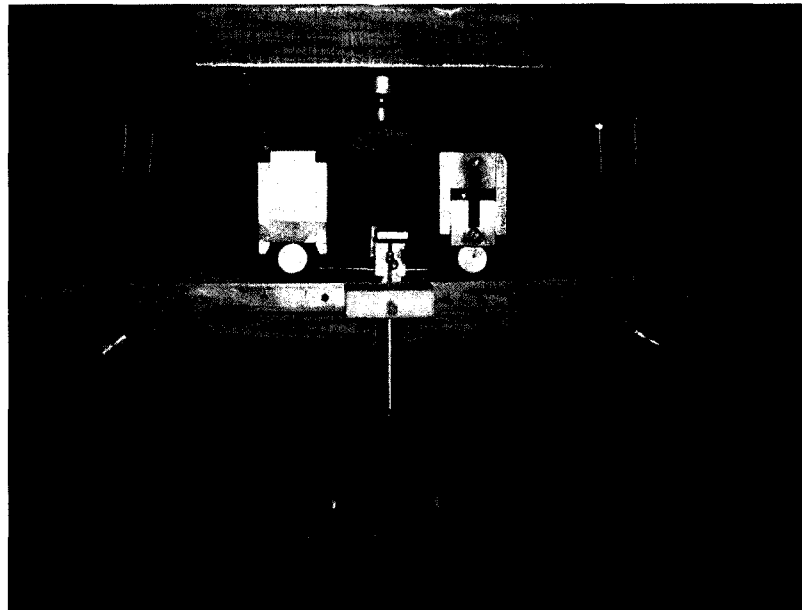


qui explique la plus grande fluidité du BFUP de ce projet comparativement à ceux de Braïke (2007).

Dans le but de déterminer les propriétés du BFUP en traction et sa résistance à la fissuration, un essai de flexion en quatre points (adapté de ASTM C 78 – 93) a été utilisé. Les spécimens consistent en des plaques de 50 mm d'épaisseur, 150 mm de largeur et 500 mm de longueur. La distance entre les appuis est de 450 mm alors que le chargement est effectué aux tiers de portée. Le chargement est contrôlé en déplacement selon la flèche à mi-portée. Pour que l'essai soit valide, la fissure principale doit se situer entre les points d'application de la charge. La figure 3.8 présente le montage expérimental alors que la figure 3.9 permet de voir l'allure du spécimen à la fin de l'essai.



**Figure 3.8 : Montage de l'essai flexion quatre points sur plaques de BFUP**



**Figure 3.9 : Plaque de BFUP à la fin de l'essai de flexion**

Cet essai permet ensuite de calculer le module de rupture, qui se traduit par la résistance à la fissuration ( $f_r$ ), de ces spécimens à l'aide de la formule 3-1.

$$f_r = \frac{M}{S} = \frac{PL}{bh^2} \quad (3-1)$$

où

M : Moment maximum pour essai à quatre points :  $M = \frac{PL}{6}$

S : Module de section :  $S = \frac{bh^2}{6}$

P : Charge [N]

L : Portée [mm]

b : Largeur [mm]

h : Épaisseur [mm]

Il est important de souligner que le calcul du module de rupture fait intervenir le module de section élastique. L'hypothèse d'un comportement élastique est adéquate pour des bétons ordinaires. Par contre, lorsqu'il est question de BFUP, cette hypothèse n'est plus

tellement valide en raison du comportement écrouissant du matériau comme le présente la figure 2.23. Le calcul de  $f_r$  retrouvé à l'équation 3-1 ne permet donc pas de connaître la valeur exacte de la résistance à la fissuration. Le résultat doit plutôt être utilisé pour déterminer l'ordre de grandeur.

La figure 3.10 présente les courbes des chargements des trois plaques de BFUP. La moyenne de ces résultats a ensuite été utilisée pour le calcul du module de rupture. Ce BFUP atteint donc un  $f_r$  de 30,4 MPa. Dans le but d'établir un comparatif, le BRF de 1% de fibres de Nour et al. (2007) très similaire au BRF optimisé dans le cadre du présent projet obtenait un  $f_r$  de 8,6 MPa.

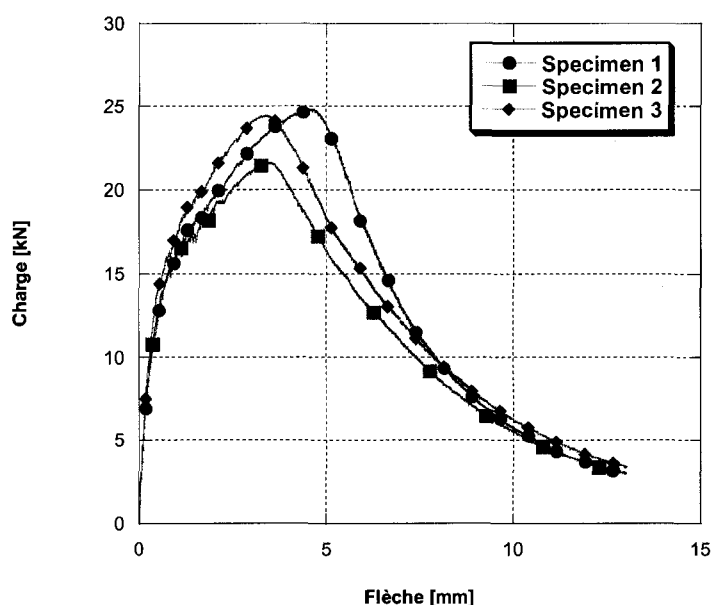


Figure 3.10 : Chargement des plaques de BFUP

Une mise en garde doit par contre est faite quant aux résultats du BFUP puisqu'ils sont supérieurs à ceux obtenus par Braïke (2007) pour des mélanges avec des pourcentages volumiques de 5 à 8 % de fibres, ce qui est assez surprenant. Ainsi, après une analyse des résultats et du montage expérimental, on a constaté que ce module de rupture très élevé a pu être gonflé artificiellement par des efforts de retenue latérale lors du montage

expérimental. En effet, pour améliorer la qualité du contact entre les rouleaux appliquant le chargement et la plaque de BFUP, des cales en bois avaient été installées juste sous les rouleaux permettant l'application de la charge. Il est ainsi possible que ces cales aient procuré de la retenue latérale en bloquant le glissement des rouleaux sur le dessus de la plaque et donc augmenté les résultats. À ce sujet, Nour et al. (2007) rapportent que cet effet parasite est bien réel. L'autre observation qui permet de formuler cette hypothèse de retenue latérale est que le module de rupture maximum est atteint à une flèche de 3,44 mm ce qui est supérieur aux valeurs de 2 mm à 2,5 mm retrouvées dans les essais de Braïke (2007). À l'opposé, la résistance en compression supérieure de ce BFUP a certainement influencé positivement la valeur du module de rupture. Ainsi, malgré cette imprécision possible dans les essais, le module de rupture du BFUP reste très élevé surtout en comparaison avec un BRF traditionnel.

Le dernier essai de caractérisation réalisé sur le BFUP a été un essai de flexion trois points sur des prismes entaillés (EN14651, 2005) identique à l'essai RILEM TC 162-TDF. Les prismes ont une section de 150 mm par 150 mm et ont une portée de 500 mm entre les appuis. Une entaille de 25 mm de profond est effectuée sur la largeur du spécimen à mi-portée. Le chargement est appliqué sur le dessus du prisme au droit de l'entaille. Cette procédure standardisée permet la comparaison de différents mélanges. La figure 3.11 présente le montage en flexion alors que la figure 3.12 présente les courbes de résultats de trois prismes entaillés.

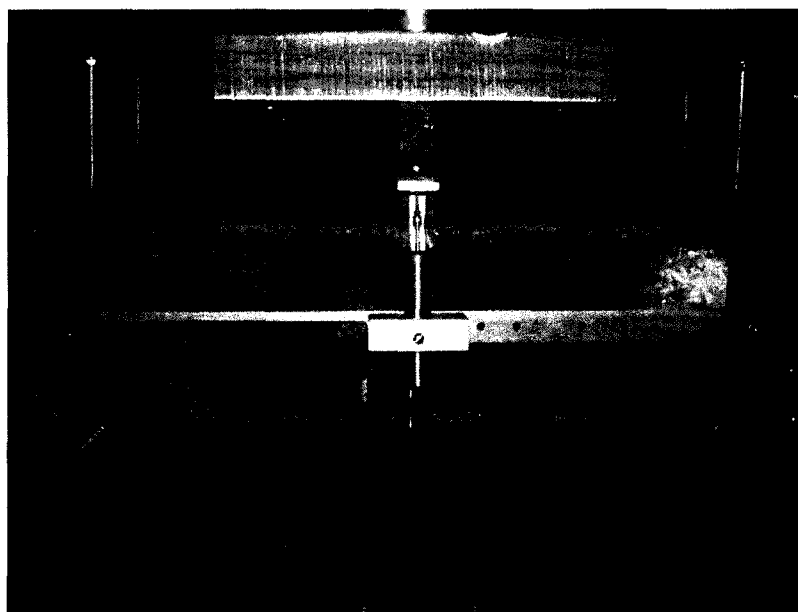


Figure 3.11 : Montage en flexion trois points du prisme RILEM

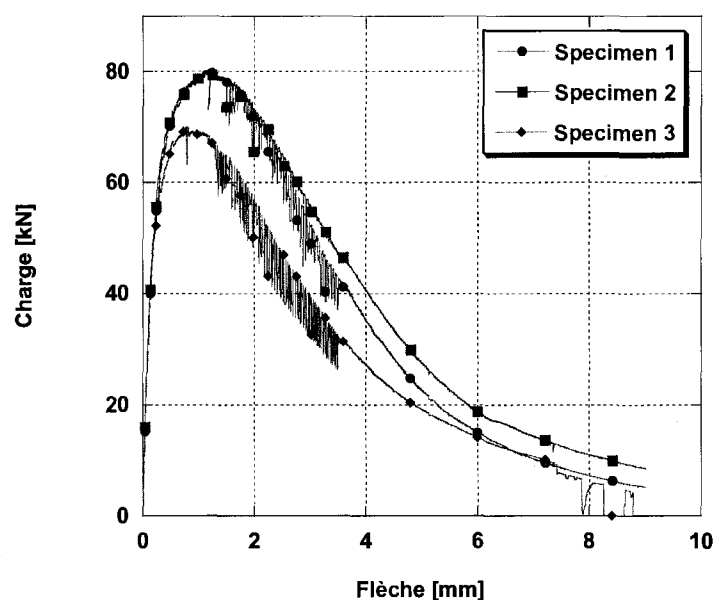
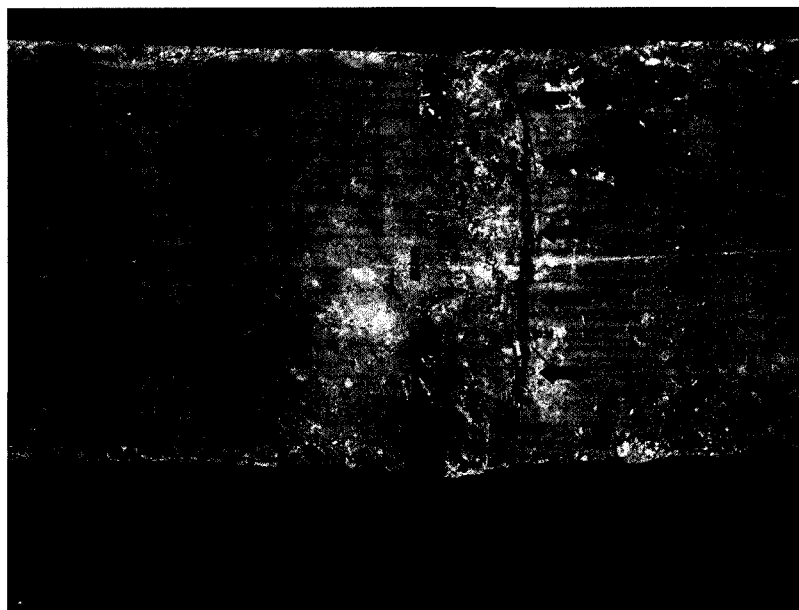


Figure 3.12 : Résultats de trois prismes entaillés

La figure 3.12 permet de voir que le prisme 3 n'a pas la même résistance que les autres. En effet, ce prisme a été rejeté des résultats puisqu'une seconde fissure s'est développée et a entraîné la rupture. La figure 3.13 montre cette fissure parasite provenant

possiblement d'une faiblesse dans la matrice engendrée lors de la mise en place du BFUP qui affecte les résultats. Selon la norme d'essai, ce spécimen doit être rejeté. Les deux autres courbes correspondent bien au comportement attendu et démontrent une très bonne résistance en flexion du BFUP.



**Figure 3.13 : Fissure parasite du spécimen 3**

Ainsi, seuls les deux premiers spécimens ont été utilisés pour le calcul du module de rupture. Puisqu'il s'agit d'un essai en flexion trois points, la formule permettant de calculer le moment maximal, à mi-portée, est différente de celle des prismes. De plus, l'épaisseur du spécimen est plus importante que pour les prismes et correspond à 125 mm soit la hauteur à partir de l'extrémité de l'entaille. L'équation 3-2 présente le calcul du module de rupture, c'est-à-dire de la résistance à la fissuration alors que la figure 3.14 présente le graphique permettant de comparer les  $f_r$  des RILEM de BFUP et des RILEM de BRF de Nour et al (2007).

$$f_r = \frac{M}{S} = \frac{3PL}{2bh^2} \quad (3-2)$$

où

M : Moment maximum pour essai à trois points :  $M = \frac{PL}{4}$

S : Module de section :  $S = \frac{bh^2}{6}$

P : Charge [N]

L : Portée [mm]

b : Largeur [mm]

h : Épaisseur [mm]

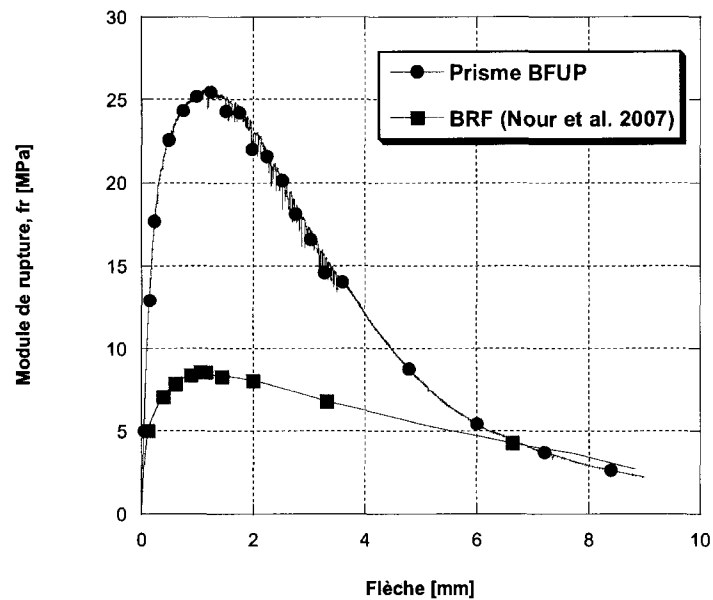


Figure 3.14 : Comparaison des  $f_r$  pour les prismes entaillés des mélanges

Ce graphique permet de constater que le module de rupture maximal pour les prismes entaillés de BFUP survient à une flèche moins importante que celle de la charge maximale des plaques de BFUP de la figure 3.10. Cette constatation vient confirmer les réserves exposées précédemment quant à la justesse des résultats des essais de flexion à quatre points. L'allure de la courbe des prismes entaillés est très semblable à celles obtenues par Braike (2007) pour un BFUP à 5 % de fibres. La valeur maximale de 25,6

MPa est obtenue à une flèche de 1,4 mm ce qui ressemble aux résultats de Braike. Ce dernier obtenait un  $f_t$  maximal de 22,5 MPa à une flèche d'environ 1,8 mm. Donc, cette courbe est retenue pour qualifier le BFUP développé dans le cadre de ce projet.

Il a été clairement identifié par Nour et al. (2007) que les essais de flexion permettaient de bien caractériser la résistance en traction d'un BRF. La reproductibilité des essais est beaucoup supérieure à ce que l'on obtient pour des essais de traction uniaxiale. L'essai uniaxial n'est pas très répandu en raison de sa difficulté de réalisation ainsi que de la grande dispersion de ses résultats. Il ne faut toutefois pas prendre le résultat d'un essai de flexion et associer directement la résistance à la fissuration,  $f_r$ , obtenue et la résistance en traction,  $f_t$ . Des facteurs correctifs doivent être intégrés aux démarches pour tenir compte des différences intrinsèques des deux types d'essai. Le groupe de travail sur le BFUP de l'AFGC précise dans ses recommandations provisoires (2002) qu'un essai de traction directe sur éprouvette entaillée est très pénalisant et pas forcément représentatif du comportement du matériau dans une application structurale. Selon le groupe, la nature locale du prélèvement et la taille réduite de l'éprouvette amène des dispersions importantes au niveau des résultats. Pour pallier à ces problèmes, il recommande l'utilisation d'essais de flexion pour caractériser le comportement du BFUP à la traction. Il est possible selon leurs recommandations de calculer les facteurs de corrections suivant le type d'essais, flexion sur prismes entaillés ou flexion sur prismes minces, permettant d'obtenir une caractérisation fiable du comportement en traction. Ces calculs correctifs n'ont toutefois pas été effectués dans le cadre de la présente recherche puisque l'objectif n'était pas la caractérisation spécifique du matériau.



### **3.4 Conclusion**

Ce chapitre visait à expliquer le développement des deux bétons qui sont utilisés dans le cadre de ce projet pour effectuer les réparations. La technique de réparation utilisée, expliquée en détail aux chapitres 4 et 5, demande l'utilisation d'un béton fluide pour assurer une bonne mise en place. De plus, la philosophie de la réhabilitation fait intervenir les propriétés intrinsèques aux BRF, principalement la résistance à la fissuration et l'amélioration de la ductilité. L'objectif de ce projet n'étant pas le développement et l'optimisation du matériau, le nombre d'essais de caractérisation a été limité mais suffisant pour qualifier les mélanges et les comparer. Ainsi, au chapitre 4 ces deux bétons sont comparés en étant utilisés comme renforcement et celui qui amène la réponse optimale des colonnes sera ensuite utilisé pour les essais à grande échelle.

## **CHAPITRE 4**

### **Essais d'arrachement**

#### **4.1 Introduction**

La problématique reliée au chevauchement des barres d'armature à la base d'un pilier a été bien définie au chapitre deux. À la lumière des études et des observations passées, on sait que ce type de design, principalement réalisé au Québec avant 1990, ne permet pas de dissiper suffisamment d'énergie pour résister à un séisme. Des méthodes de réhabilitation doivent donc être recherchées et testées de manière à améliorer le comportement des ouvrages d'art.

Ce projet de recherche porte sur une méthode de réhabilitation des piliers rectangulaires utilisant un chemisage en béton renforcé de fibres. Le développement et la fabrication de deux bétons renforcés de fibres ont été couverts au chapitre précédent et ils seront utilisés ici en tant que matériau de réparation. Cette partie du projet portera sur l'étude comparative des performances d'un chemisage en BRF pour éliminer le mode de rupture par fendage. Les sections suivantes détailleront le processus expérimental et les conclusions s'y rapportant.

#### **4.2 Description et objectifs du programme expérimental**

Cette partie de la recherche devrait permettre de connaître l'efficacité relative des BRF de réparation pour l'amélioration du comportement des barres chevauchées à la base

d'un pilier. Le comportement d'un chevauchement de barres dans un pilier subissant un séisme a été bien expliqué au chapitre 2. Il a été souligné que du côté en traction, les efforts créés par les barres amenaient un glissement de celles-ci, le fendage du béton, une perte d'ancrage des armatures et éventuellement la rupture de la zone chevauchée. C'est ce comportement déficient qui doit être amélioré dans le cadre de cette recherche.

Pour atteindre cet objectif, des spécimens réhabilités à l'aide de béton renforcé de fibres seront comparés à des spécimens de référence présentant une rupture fragile par perte d'ancrage des barres chevauchées suite au fendage du béton. La comparaison permettra ainsi de connaître la technique de réhabilitation la plus efficace et d'augmenter la compréhension du phénomène de rupture par fendage et des paramètres qui gouvernent la réhabilitation.

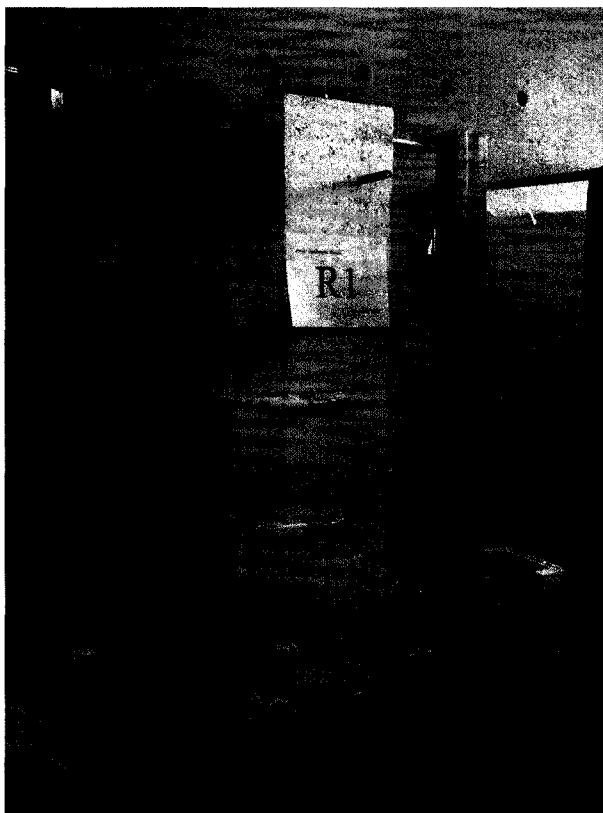
Le projet de recherche mené à l'École Polytechnique de Montréal en 2004 par Dominic Vachon a fait ressortir le potentiel de la méthode du chemisage en BRF. Il sera donc tenté dans un premier temps de vérifier les conclusions favorables de cette technique et d'améliorer la compréhension du phénomène. Dans un deuxième temps, on tentera d'identifier une technique de réhabilitation efficace. Les conclusions de cette partie du projet permettront d'étendre l'étude vers des piliers de pont de grande dimension.

### **4.3 Philosophie du programme expérimental**

La philosophie du programme expérimental a évolué au fur et à mesure de l'avancement du projet pour pallier à des problèmes expérimentaux. Initialement, il semblait souhaitable que les spécimens soient testés en flexion en présence d'effort tranchant. Il s'agit de la condition réelle alors que la littérature est peu abondante sur ce type d'essai. En effet, au moment de concevoir les essais, la majorité des projets de recherche traitant de l'amélioration du comportement de la zone de chevauchement étudiait la

problématique en zone de moment constant, généralement à l'aide de la flexion à deux charges concentrées. Il était donc souhaité se rapprocher du comportement réel d'un chevauchement à la base d'un pilier soumis à des efforts sismiques.

Pour répondre de ces objectifs, un montage expérimental d'une petite colonne carrée, ancrée à sa base et mise en charge horizontalement en son sommet a été imaginé. La figure 4.1 permet de voir le montage.



**Figure 4.1 : Montage original pour test de flexion**

Ce spécimen était armé fortement et la zone de chevauchement était courte dans le but d'obtenir la rupture par fendage avant la plastification des barres. La barre chevauchée provenant de la semelle devait alors être ancrée. Pour des raisons économiques, il a été décidé de faire un montage avec une base fixe permettant l'ancrage des barres simulant

les barres avec crochets de la semelle d'un pilier réel. Il était donc possible de changer les spécimens rapidement et de les ancrer dans la base fixée à la dalle d'essai.

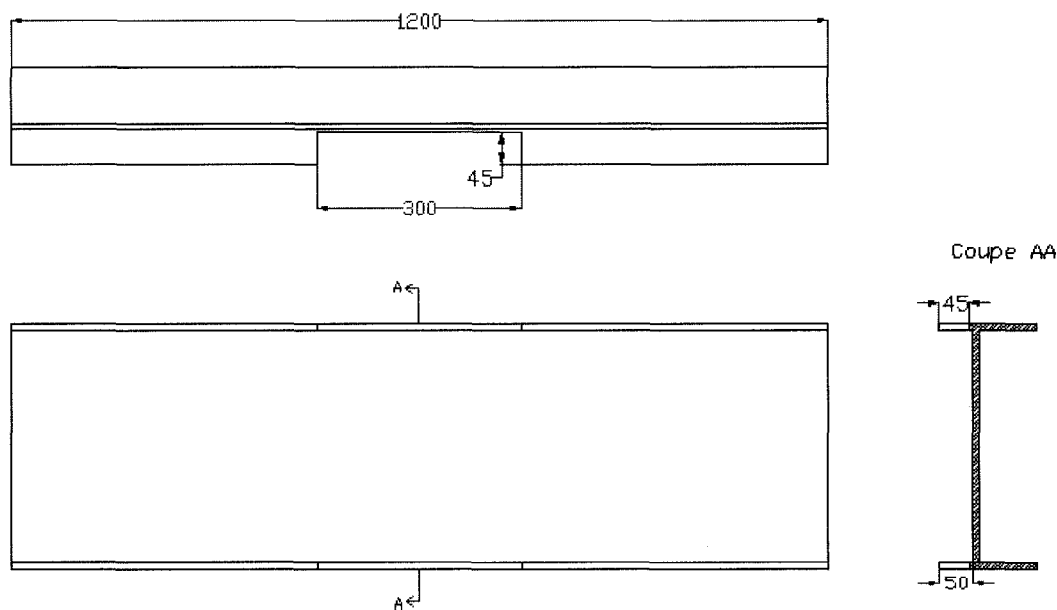
Les spécimens, dont la description se retrouve à la section 4.5, ont donc été construits en même temps que la base simulant la semelle de fondation. Un vérin MTS de 500 kN a ensuite été installé au mur de réaction pour tester les spécimens en flexion. Ces essais se sont cependant arrêtés brusquement à la suite d'une déficience du spécimen qui ne permettait pas d'obtenir une rupture de fendage, la résistance en cisaillement étant plus critique. Il n'a donc pas été possible de tester les spécimens de cette façon et d'obtenir les résultats recherchés. Puisque les colonnes étaient déjà construites, on a décidé de modifier l'essai plutôt que de tout reprendre depuis le début.

Il fallait donc mettre au point un nouvel essai en utilisant les spécimens déjà construits tout en s'assurant d'obtenir les résultats attendus, c'est-à-dire une rupture par fendage des spécimens de référence. C'est ainsi qu'un essai d'arrachement a été imaginé, détaillé à la section 4.4, puisqu'il s'effectue en mettant les barres d'armature en traction directe. Un tel chargement semble adéquat puisque les barres chevauchées d'un pilier doivent reprendre les efforts de traction du côté tendu. Il s'agit alors d'induire cette traction de manière directe plutôt qu'à l'aide de la flexion, tel qu'essayé précédemment.

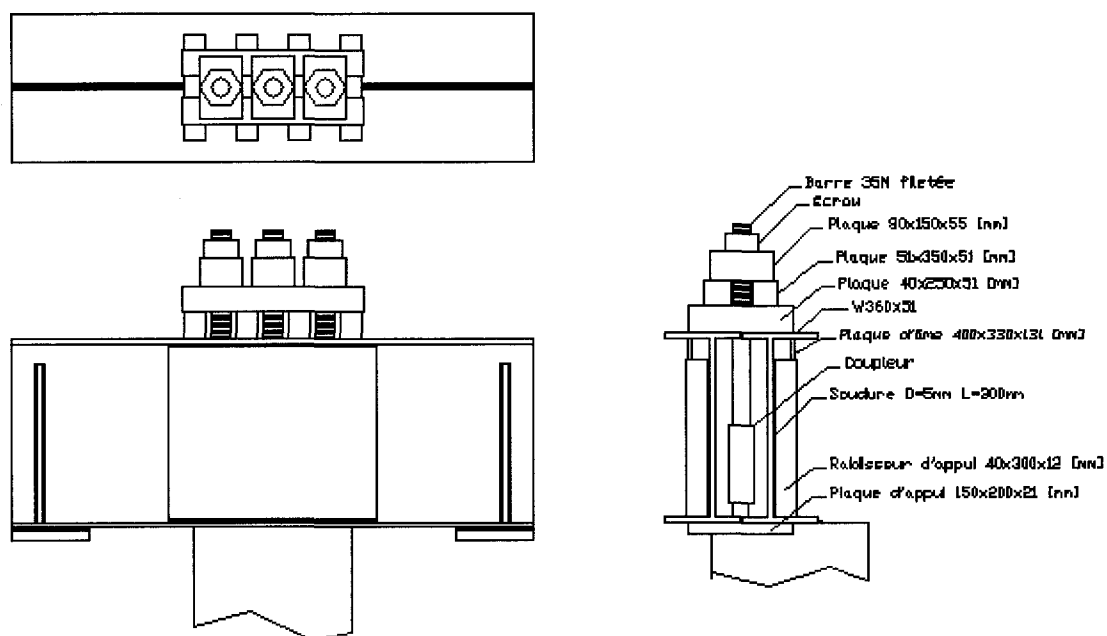
#### **4.4 Méthodologie du programme expérimental**

Plusieurs étapes ont dû être réalisées pour effectuer le montage expérimental et obtenir des résultats valables. Étant donné le changement de philosophie du montage expérimental, il a fallu revoir tout le banc d'essai. Pour y parvenir, il a été décidé que la base d'ancrage déjà construite allait conserver sa fonction, c'est-à-dire simuler l'ancrage d'une barre crochet par la semelle. L'essai d'arrachement est réalisé en mettant les barres en traction directe. Une fois la barre inférieure bien ancrée, il fallait donc trouver

une méthode pour tirer sur les barres de la colonne. Ces barres avaient été conçues de manière à dépasser l'extrémité de la colonne et leur bout avait été fileté pour permettre de les ancrer et ainsi avoir la possibilité de plastifier les barres en traction. Il a donc été décidé d'utiliser ce filetage de manière à rallonger les barres à l'aide d'un coupleur et d'une rallonge fileté pour permettre la mise en traction grâce à une poutre de transfert. La poutre de transfert a d'abord été créée à l'aide de deux profilés W360 x 51 en acier que l'on a soudé ensemble de manière à créer un profilé fermé. Toutefois, avant de les souder ensemble, les ailes sur un côté de chaque profilé ont été coupées à 50 mm de l'âme et ensuite la section du milieu de ces ailes a été découpé (45 x 300 mm) de manière à créer un espace pour laisser les barres filetées traverser la poutre. La figure 4.2 présente l'usinage du profilé nécessaire à la fabrication de la poutre. La figure 4.3 présente ensuite le montage en entier de la poutre de transfert et l'assemblage des plaques permettant le transfert des charges.

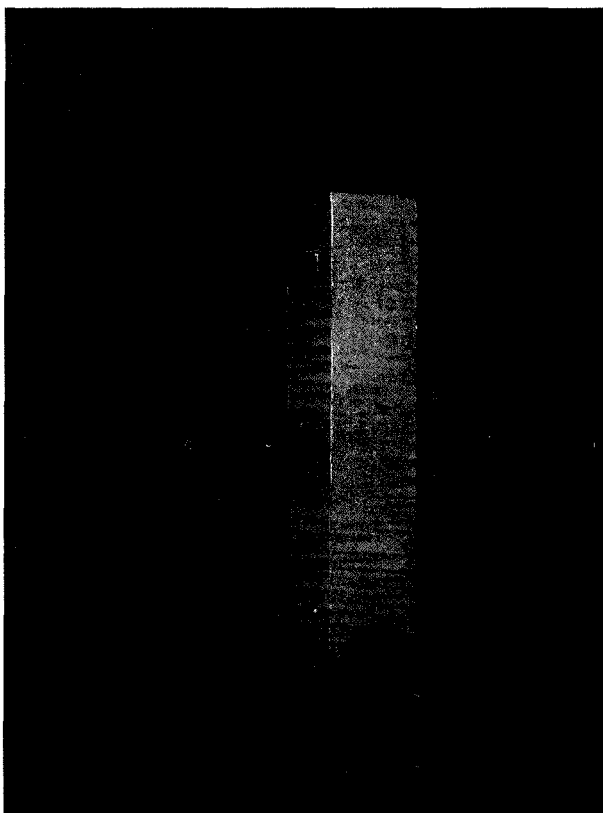


**Figure 4.2 : Profilé W360 x 51 adapté pour monter la poutre de transfert**



**Figure 4.3 : Montage et description des pièces de la poutre de transfert**

Des vérins hydrauliques, placés au sol de chaque côté de la base, appliquent une force de traction aux spécimens par l'entremise de la poutre de transfert et de profilés HSS situés de chaque côté des spécimens. Une série de plaques permet l'ancrage et le transfert des efforts jusque dans les barres. La figure 4.4 permet de voir l'ensemble du montage des tests d'arrachement alors que la figure 4.5 présente une vue en coupe du montage.



**Figure 4.4 : Montage expérimental de l'essai d'arrachement**



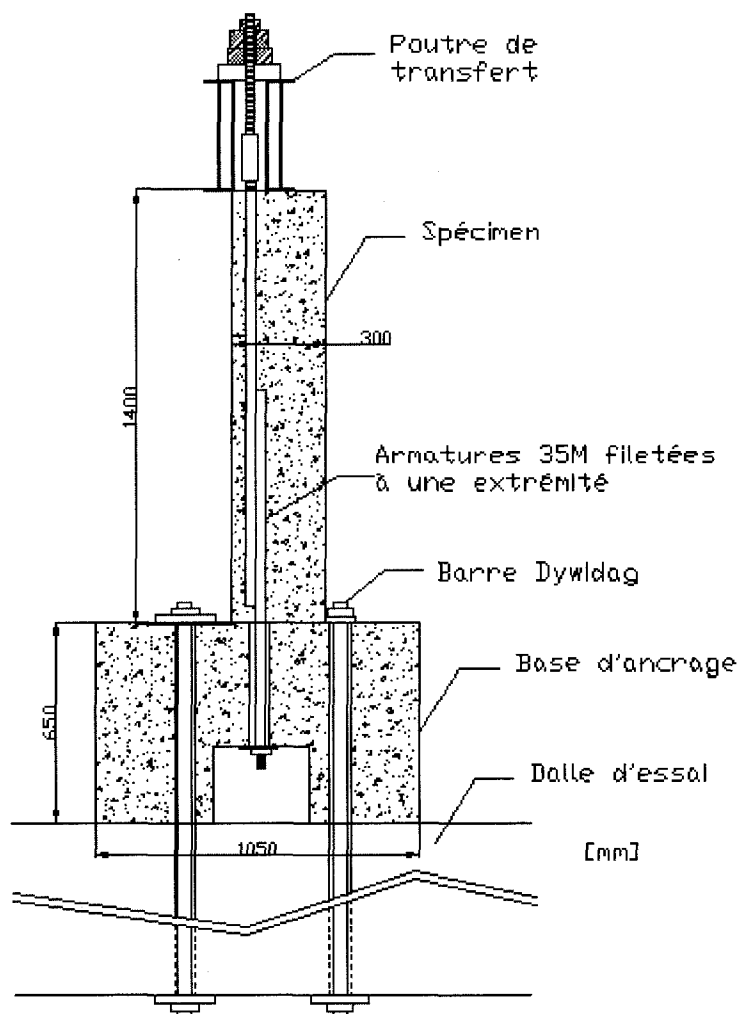


Figure 4.5 : Dessin en coupe du spécimen installé pour l'essai d'arrachement

Le banc d'essai ainsi conçu a permis de réaliser les essais d'arrachement. La mise en traction directe des barres permet de simuler le comportement des barres chevauchées d'un pilier soumis à des efforts sismiques puisque les barres d'armature du côté tendu d'une telle pile reprennent presque entièrement la traction. On obtient donc la simulation du comportement réel sans toutefois solliciter la colonne en flexion. Un désavantage de cette technique est la perte de la possibilité d'analyser l'influence du cisaillement. Comme mentionné précédemment, il aurait été intéressant d'apporter de nouvelles

connaissances traitant de l'effet du cisaillement dans la zone de chevauchement et vérifier en quoi cela affecte un renforcement en BRF. Cet objectif devra être intégré au cours d'études subséquentes.

## 4.5 Conception et description des spécimens

### 4.5.1 Conception des spécimens

Les spécimens représentent une tranche centrale d'un pilier rectangulaire comme le démontre la figure 4.6. On a donc placé des barres transversales passives de diamètre 10M espacées à 300 mm. Ils ont été conçus pour s'assurer d'avoir une rupture par fendage du béton. Ils sont fortement armés et les épaisseurs de recouvrement sont très faibles, soit 32,5 ou 82,5 mm pour les spécimens à deux et trois barres respectivement. Les colonnes mesurent 1400 mm de hauteur et ont une section carrée de 300 mm de côté. Elles sont armées de barres 35M chevauchées sur une longueur de  $20 d_b$ , c'est-à-dire 700 mm. Le but n'étant pas ici de représenter la réalité courante mais bien d'assurer une rupture par fendage. Toutes les dimensions et caractéristiques sont constantes d'un spécimen à l'autre et peuvent être visualisées sur la figure 4.7.

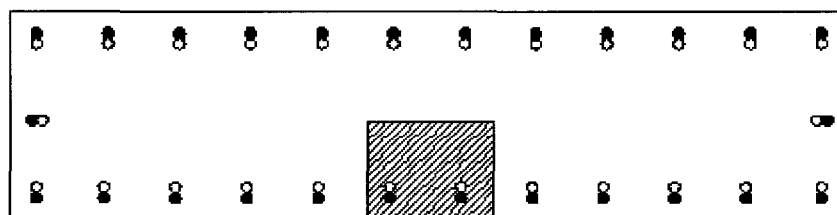


Figure 4.6 : Le spécimen représente une tranche d'un pilier rectangulaire

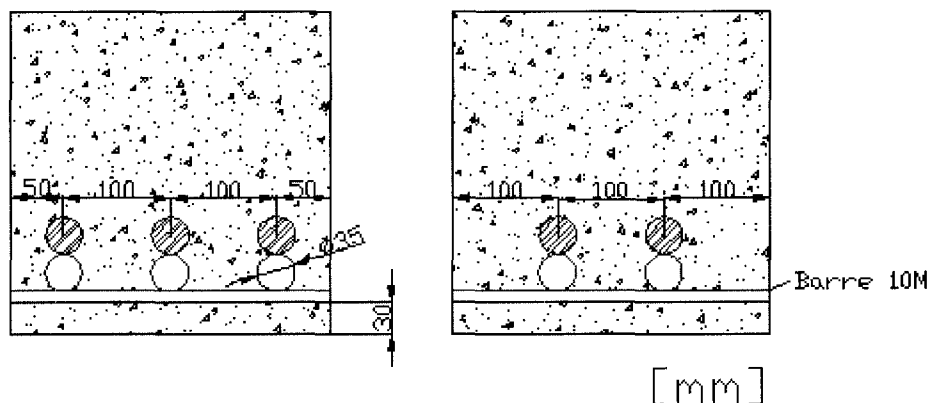


Figure 4.7 : Conception des colonnes dans la zone de chevauchement

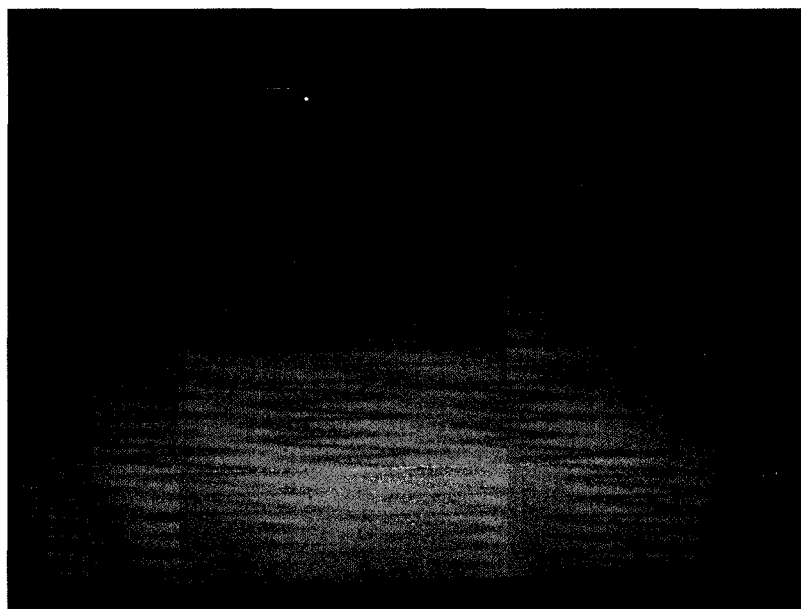
Par contre, certains paramètres ne sont pas identiques d'un modèle à l'autre. Le nombre de chevauchements, le type de béton de réparation et la présence d'ancrage sont tous des facteurs qui varient en fonction des spécimens. Le tableau 4.1 présente la matrice expérimentale des spécimens testés.

Tableau 4.1 : Matrice des spécimens

Nombre de chevauchement	Type de spécimen - réparation		
	Références	BRF	BFUP
2	R2	F2	FUP2
3	R3	F3	FUP3
2 avec des ancrages mécaniques		F2A	FUP2A

Le nom donné aux spécimens contient deux ou trois éléments qui permettent de les différencier rapidement. Premièrement, la première ou les trois premières lettres permettent de savoir de quel type de condition testée il s'agit. Le « R » signifie référence et représente les spécimens intacts qui serviront de base comparative. Le « F » se rapporte aux spécimens réhabilités à l'aide de BRF et le « FUP » ceux réparés avec le BFUP. Le chiffre suivant permet de connaître le nombre de chevauchements présents dans le spécimen, soit deux ou trois. La dernière identification permet de savoir s'il y a présence d'ancrages mécaniques, un A signifiant la présence d'ancrages. Dans le tableau 4.1, on note la présence de deux spécimens de référence : R2 et R3. Des spécimens

identiques à ceux-ci ont ensuite été réhabilités à l'aide de BRF ou de BFUP. La troisième variable importante est la présence d'ancrage mécanique au joint des deux bétons. Cette variable a été intégrée seulement dans des modèles à deux chevauchements. L'image 4.8 permet de voir quelques-uns de ces spécimens peints en blanc avant les essais.

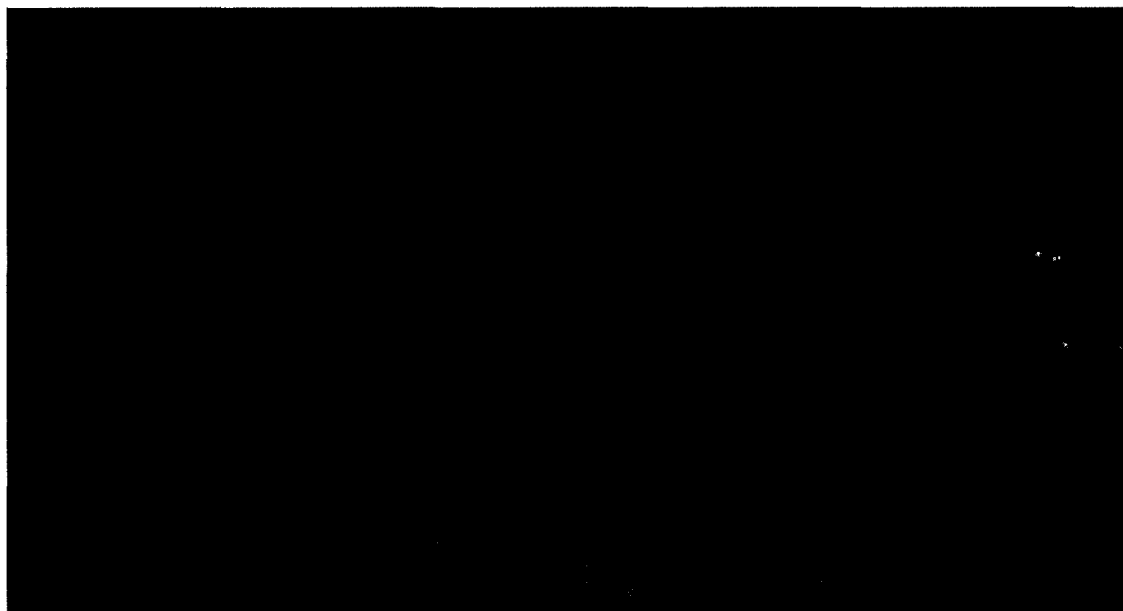


**Figure 4.8 : Spécimens peints en blanc pour l'essai d'arrachement**

En observant le dimensionnement de ces spécimens à trois chevauchements on remarque tout d'abord qu'ils sont fortement armés. En effet, ce n'est certainement pas habituel de mettre des barres 35M dans une petite colonne d'un point de vue conceptuel mais le but avoué était d'obtenir une rupture par fendage, les conditions d'essais devaient permettre d'atteindre ce type de rupture à de faibles contraintes de traction dans les barres d'acier. Cette façon de procéder assure d'avoir une marge suffisante pour augmenter le chargement si la réparation le permet. Si les spécimens avaient été conçus de manière plus traditionnelle, avec moins d'acier et plus d'épaisseur de recouvrement, la rupture par fendage aurait tout de même pu se produire, mais à une charge plus élevée. Il n'aurait donc peut-être pas été possible de comparer l'efficacité relative des réparations puisqu'elles auraient toutes pu amener les barres à dépasser leur limite

élastique. De plus, cette colonne représente la partie tendue d'une tranche d'un pilier rectangulaire et non toute la tranche comme le présentait la figure 4.6.

Le modèle R2 possède donc deux barres d'armature chevauchées avec deux barres droites, simulant les barres crochets, qui permettront l'ancrage du spécimen. Les barres ont été espacées également à 100 mm centre à centre. Il y a donc un recouvrement de 82,5 mm sur les côtés et un espace de 65 mm de béton entre les barres. Les configurations géométriques sont exactement les mêmes pour F2, FUP2, F2A et FUP2A. La figure 4.9 permet de voir le chevauchement des barres mis à nu avant la coulée de réparation.

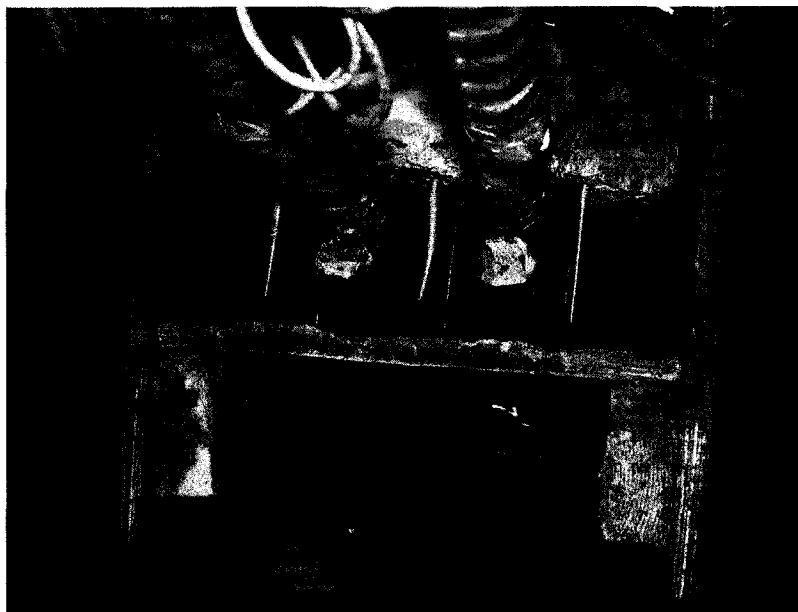


**Figure 4.9 : Deux chevauchements mis à nu pour effectuer la réparation**

Le modèle R3 comporte trois chevauchements et les barres sont encore une fois disposées à 100 mm centre à centre. Comme montré sur la figure 4.7, l'épaisseur du béton de recouvrement sur les côtés est ainsi réduite à 32,5 mm. Il est à noter que le recouvrement de la face externe est de 30 mm à partir des barres 10M transversales donc environ 40 mm des barres longitudinales. Le choix du nombre de barres, des espacements et des recouvrements a été fait de manière à comparer l'efficacité des

renforcements pour différentes situations et peut-être obtenir les deux types de fendages, sur la face avant ou sur le côté, tel que décrit au deuxième chapitre. Cela permettrait aussi d'évaluer l'efficacité de la barre passive transversale, tant par sa contribution au confinement, à la reprise des efforts radiaux, modifiée ou non par le béton de réparation. Il y a donc plusieurs interrogations relativement au comportement des spécimens de références et réhabilités. La présence de deux configurations géométriques doit permettre de mieux comprendre et de tirer de plus amples conclusions sur le comportement des zones de chevauchement.

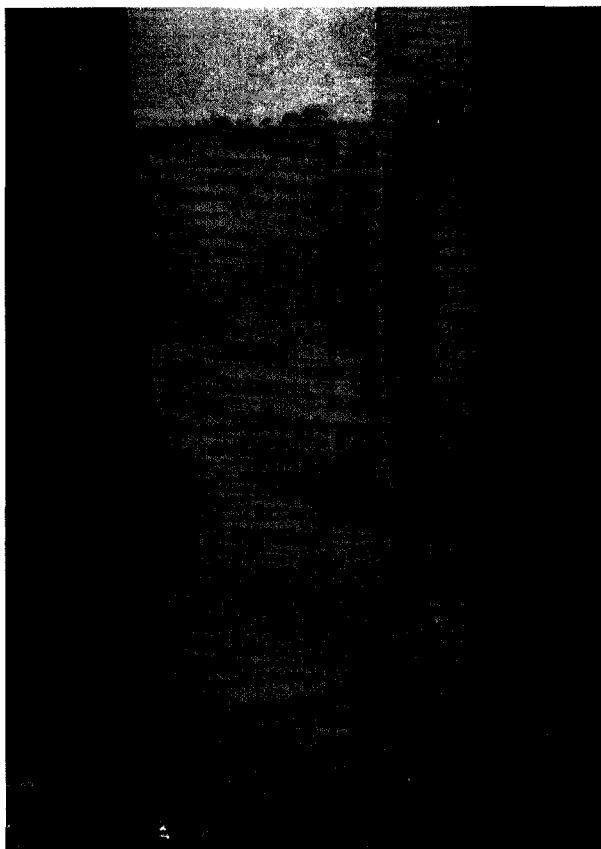
Une variable possiblement importante a été fixée dans le cadre de cette recherche. La mise en place du béton de réparation implique la destruction du vieux béton de recouvrement et d'enrobage. Ce type d'opération s'effectue régulièrement sur les infrastructures routières en raison des problèmes d'écaillage et de fissuration excessive des recouvrements et parements de béton des structures existantes. Il s'agit donc ici de procéder de la même façon, c'est-à-dire d'enlever le béton autour des barres et de le remplacer par du BRF, mais cette fois, dans un but structural. La profondeur de la réparation est donc importante. Dans le cadre de cette recherche, la profondeur de réparation a été fixée à 110mm, soit juste derrière la barre la plus profonde. Il est possible de bien voir la profondeur de réparation sur la figure 4.10. Cette photo a été prise juste avant la coulée de réparation. Il est donc possible d'y observer, en plus de la profondeur de réparation, la présence de tiges filetées qui servent d'ancrages mécaniques, une des barres 10M passive, les barres chevauchées et le coffrage de réparation. Les spécimens ont été placés à la verticale pour les coulées de béton afin de bien représenter les conditions réelles en chantier, notamment pour l'orientation des fibres. Toutefois, pour faciliter la coulée, le spécimen a été inversé. Sur la figure 4.10, on voit donc le dessous du spécimen.



**Figure 4.10 : Specimen prêt à recevoir le BRF de réparation**

Le choix de la profondeur de réparation a été basé sur un compromis entre la performance de la réparation, la facilité de réalisation et la conservation de la capacité portante de la colonne. Cette décision permet de faciliter la coulée du béton et ainsi d'appliquer de cette réparation en chantier. De plus, la pile ainsi réparée conserve une partie de sa résistance aux charges gravitaires puisque le cœur de la colonne n'est pas trop endommagé, ce qui est essentiel durant la réparation d'un élément structural.

L'autre variable fixée dans cette recherche est la présence d'une surépaisseur dans la zone réparée. Pour faciliter la comparaison des résultats, il a été décidé de ne pas placer de surépaisseur et ainsi garder la même épaisseur de recouvrement. Ce choix a permis de comparer directement l'effet du béton de réparation sans devoir spéculer sur l'amélioration possible du comportement apporté par une surépaisseur. On a ainsi éliminé une variable car les caractéristiques géométriques demeurent les mêmes. L'image 4.11 permet de voir un spécimen réparé ancré dans la base. On y distingue clairement le BRF de réparation du béton original.



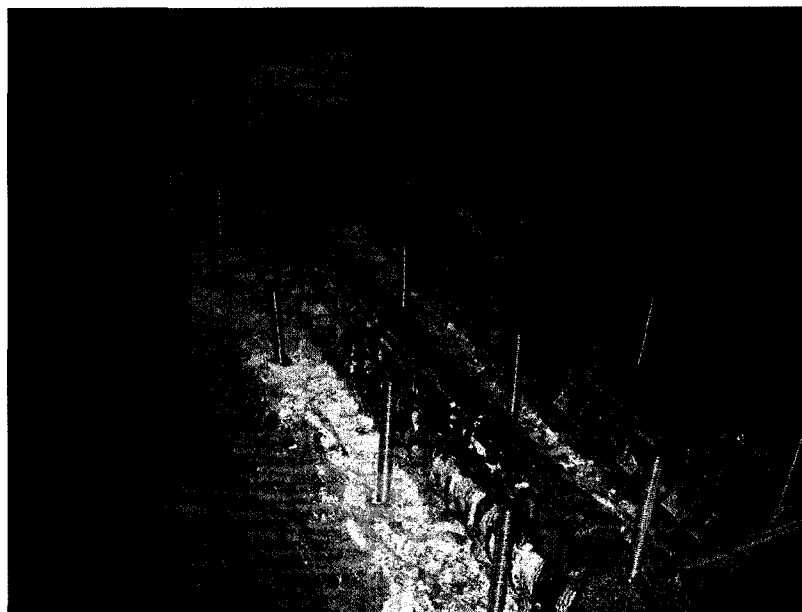
**Figure 4.11 : Specimen réparé et installé sur la base d'ancrage**

Le troisième chapitre de ce mémoire était consacré au développement de deux bétons renforcés de fibres, un premier BRF standard d'environ 55 MPa et un deuxième, un BFUP, d'environ 130 MPa à 28 jours. Les bétons renforcés de fibres amènent de nouvelles possibilités lorsque l'on parle de conception et de réhabilitation structurale. Le BRF standard a été choisi parce qu'il possède plusieurs caractéristiques très intéressantes lorsque l'on désire améliorer la résistance au fendage. Les fibres assez longues dont il est formé permettent de reprendre de plus grands efforts de traction et ainsi améliorer la résistance à l'écaillage et l'éclatement qui traduit le début de la rupture par la perte d'ancrage. Il faut ainsi une plus énergie à la fissure pour cheminer à travers le BRF et améliorer la résistance au fendage. C'est un béton facilement réalisable en laboratoire et peut aussi être fabriqué simplement en chantier, en ajoutant les fibres directement dans le camion malaxeur avant la coulée. C'est aussi un matériau très



économique si on le compare au BFUP. Ce dernier a des caractéristiques très impressionnantes mais ce matériau est encore en phase de développement, il n'est pas encore utilisé à grande échelle. Par contre, il s'agit d'un matériau aux propriétés exceptionnelles, comme en témoigne son  $f'_c$ , et sa résistance en traction qui peut atteindre 10 à 12 MPa, comme présenté au chapitre 3, soit quatre fois plus qu'un béton ordinaire. De plus, comme le présentait la figure 2.23, son comportement écouissant en traction le démarque des autres bétons. Une autre qualité importante que possède le BFUP, est sa quasi imperméabilité à l'eau, qui est souvent saturée d'ions chlore ce qui amène de graves problèmes de corrosion dans les structures. Dans une optique de réhabilitation d'un pilier de pont, généralement situé tout près d'une route, cette qualité est très valorisée. Suite aux essais d'arrachement, il sera possible de vérifier la performance relative des deux bétons et peut-être de déterminer si l'utilisation du BFUP serait avantageuse malgré son coût de fabrication plus élevé.

La dernière variable que l'on désire vérifier est l'efficacité des ancrages mécaniques en acier placés sur la surface de réparation. Des ancrages, réalisés à l'aide de tiges filetées d'un quart de pouce de diamètre, ont donc été placés lors de la réparation de certaines colonnes avec deux chevauchements. La figure 4.12 montre la zone de chevauchement avec les ancrages mécaniques avant la coulée de réparation.

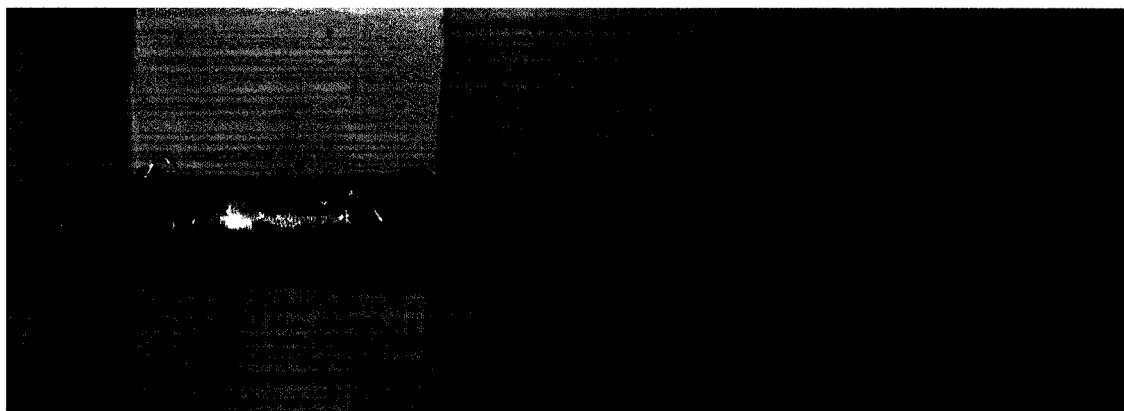


**Figure 4.12 : Ancrages mécaniques au joint de réparation**

Les tiges de 100 mm de longueur étaient placées à tous les 100 mm verticalement et horizontalement ce qui avait pour effet de quadriller la surface de réparation. Des trous étaient percés dans le béton et les tiges fixées à l'aide d'une colle à base d'époxy.

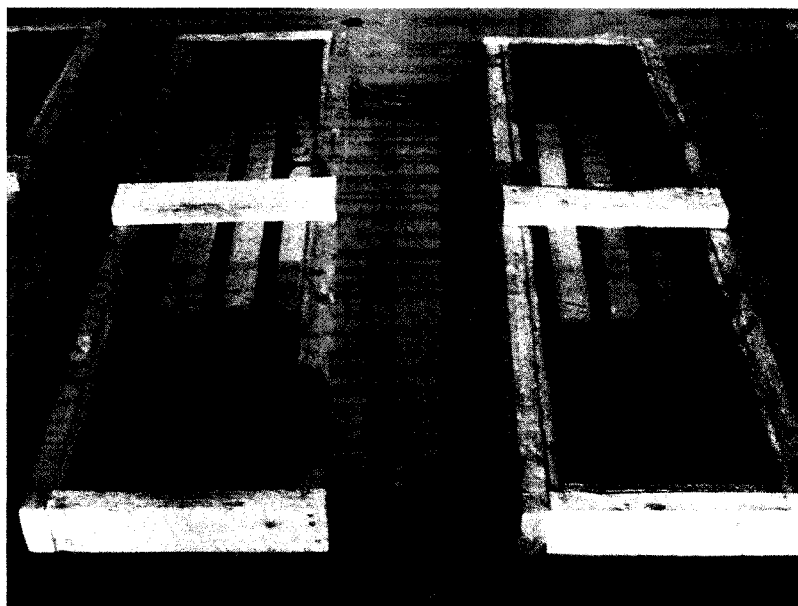
#### 4.5.2 Construction des spécimens

Les paragraphes suivants présentent les détails des étapes de construction des spécimens. Premièrement, les barres d'armatures ont été filetées à une extrémité pour permettre de les ancrer sous la base, pour la barre de la semelle, ou sur la poutre de transfert, pour la barre continue dans les spécimens. De plus, les barres de la semelle ont été usinées pour la pose de jauges de déformations. La figure 4.13 présente une barre instrumentée.



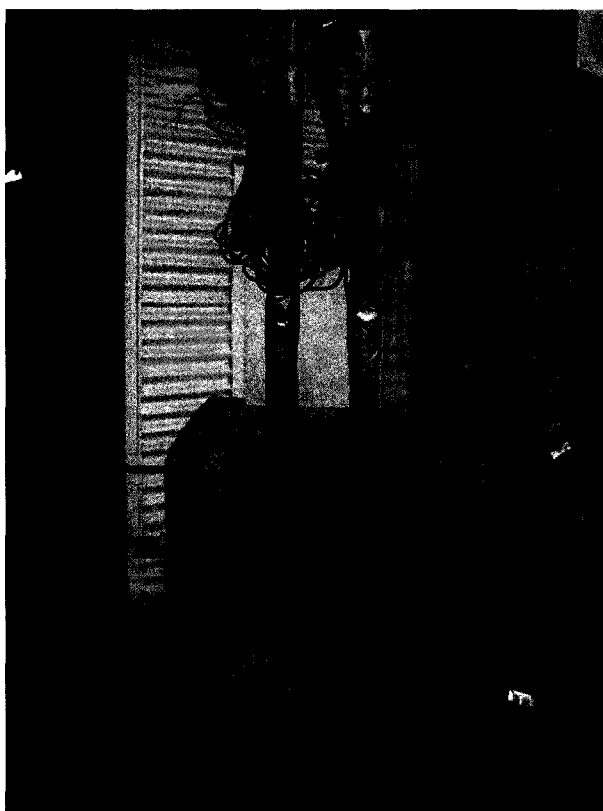
**Figure 4.13 : Barre usinée et fileté sur laquelle une jauge de déformations est collée**

Les coffrages en bois ont ensuite été construits et les barres d'armature y ont été placées. Pour les spécimens de référence, le béton de 30 MPa a été coulé directement et une cure humide de sept jours a été réalisée. Pour les spécimens qui devaient être réparés, des panneaux de polystyrène ont été installés dans la zone de chevauchement de manière à réduire la quantité de béton à enlever par la suite. La figure 4.14 montre deux coffrages de spécimens qui seront réparés.



**Figure 4.14 : Coffrages et polystyrènes avant la coulée des spécimens**

Lors du décoffrage, il ne restait plus que quelques millimètres de béton à démolir à l'aide d'un marteau piqueur avant d'atteindre la profondeur de réparation spécifiée. La destruction d'une faible couche de béton simule toutefois parfaitement l'enlèvement d'une épaisseur plus importante, une surface rugueuse étant ainsi obtenue. Il fallait ensuite concevoir et construire les coffrages pour couler le béton de réparation. La figure 4.15 permet de voir une partie des coffrages et le béton de réparation. Il est à noter, encore une fois, que le spécimen est placé à l'envers pour faciliter la coulée de réparation. Cette disposition pour la coulée a été choisie pour que les manœuvres de bétonnage soient facilement réalisables et aussi dans le but d'obtenir une orientation des fibres représentative d'une réparation de colonne en chantier. C'est pour cette raison que la coulée n'a pas été effectuée avec le spécimen à l'horizontal. Ensuite, une cure humide de sept jours a été réalisée en laissant les coffrages de réparation en place et en les humidifiant.



**Figure 4.15 : Coffrage et béton de réparation**

## 4.6 Description de l'instrumentation du montage

Les paramètres importants à mesurer durant l'essai sont la charge, l'ouverture des fissures de fendage et les déformations dans les barres d'armature. L'instrumentation du montage a donc été conçue de façon à obtenir ces données. Premièrement, pour connaître la charge exacte appliquée par les vérins en tout temps, un capteur de pression hydraulique permet de transférer un signal électrique au système d'acquisition de données qui le capte et affiche la charge. De plus, les deux profilés HSS verticaux, permettant la transmission de la charge entre les vérins et la poutre de transfert, sont chacun instrumentés de quatre jauges de déformation, une sur chaque face. Cela nous permet d'assurer une surveillance sécuritaire de la charge dans les poteaux afin d'éviter une plastification en flexion.

Il est important aussi de mesurer l'évolution du patron de fissuration causé par le fendage. On désire savoir où le spécimen fissure et quelle est l'ouverture de ces fissures. Pour ce faire, des LVDT ont été disposés horizontalement sur trois faces du spécimen. Une fissure verticale de fendage causerait un élargissement de la face qui serait capté par un ou plusieurs LVDT. Le fait de disposer ces capteurs à trois niveaux dans la zone de chevauchement permet d'acquérir l'allongement des fissures qui débutent à la base et cheminent vers le haut. La figure 4.16 montre le positionnement des LVDT, le premier étant situé à 100 mm de la base alors que les deux autres sont espacés de 300 mm. Les capteurs de la face avant couvrent toute la largeur et ont une course de 15 mm alors que ceux des côtés ne couvrent que la moitié de la profondeur de la colonne et n'ont besoin que d'une course de 5 mm. Des LVDT orientés verticalement au bas des faces avant et arrière permettent de mesurer le déplacement vertical du spécimen suite à du glissement, du tassement ou l'allongement de barres longitudinales. En dernier lieu, des jauges de

déformation ont été préalablement placées sur les barres d'ancrage pour permettre de suivre l'évolution des déformations de ces barres.

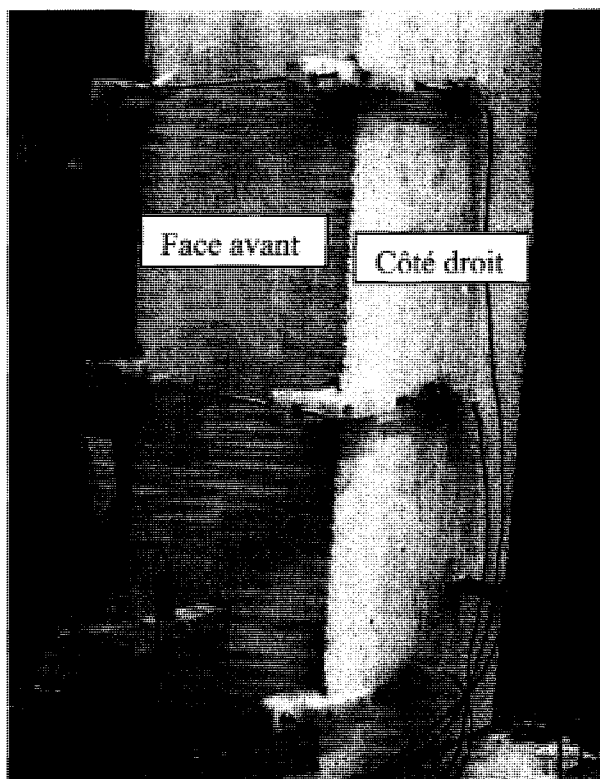
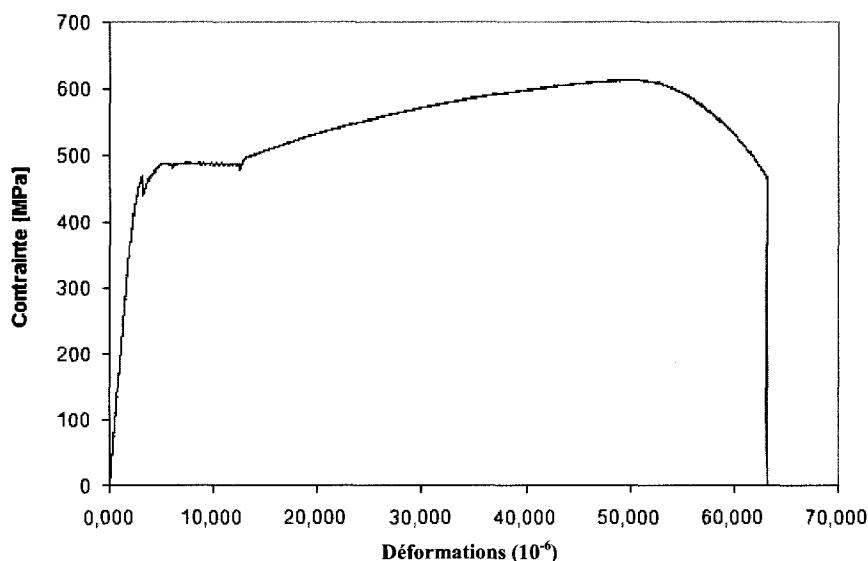


Figure 4.16 : Positionnement des LVDT de fendages

#### 4.7 Protocole expérimental

L'objectif de cette partie du projet de recherche est de comparer l'efficacité de deux différents chemisages sur le comportement d'une rupture par fendage. Pour ce faire, un protocole expérimental a été mis sur pied, ce qui permet de standardiser les procédures de manière à permettre la comparaison des résultats. Les charges maximales pouvant être atteintes par les différents spécimens ont tout d'abord été calculées. La plastification des armatures signifierait la fin de l'essai car l'ancrage procuré par le béton serait alors suffisant. Les efforts nécessaires à la plastification ont donc été calculés à l'aide du

diamètre mesuré dans la zone instrumentée (29 mm) et de la limite élastique de l'acier des barres. La figure 4.17 présente le graphique contraintes-déformations d'un essai de traction direct sur une des barres d'armature.



**Figure 4.17 : Courbe contraintes-déformations d'une barre 35M – 400W**

Ce graphique permet de constater que le plateau correspondant à la limite élastique est situé à 485 MPa. Un léger glissement des mâchoires pendant l'essai de traction semble avoir créé le mouvement vers le bas de la courbe près de la plastification.

Dans le but de connaître la charge approximative de plastification d'un spécimen, le diamètre minimal des barres doit être mesuré, c'est-à-dire celui au creux du filetage. Ce diamètre correspondait généralement à des valeurs d'environ 29 mm, donc une section transversale de  $660 \text{ mm}^2$ . La charge de plastification d'une telle barre est donc de 320 kN ce qui donne pour un spécimen à deux chevauchements une charge de plastification de 640 kN alors que l'on obtient 960 kN pour un spécimen ayant trois barres chevauchées.

Pour la réalisation de l'essai, on a placé un appareil photo sur un trépied fixe qui permet de prendre des clichés de la face avant et du côté droit en même temps. Une caméra vidéo placée au même endroit, permet de filmer l'essai dans sa globalité. Le chargement, effectué manuellement, se fait à une vitesse d'environ 50 kN/min et une pause est effectuée à chaque palier de 50 kN. Ce choix de vitesse de chargement est premièrement basé sur le taux de déformation acceptable des matériaux pour que l'essai soit considéré comme statique, c'est-à-dire inférieur à 50  $\mu\epsilon$ /sec. La vitesse choisie est inférieure à la vitesse limite de déformation statique dans le but de prendre des notes et de bien observer le comportement. Les pauses servent à observer le spécimen à la recherche de fissures de fendage et de traction. On note dans un calepin les observations, on marque au crayon feutre les fissures de fendages et on prend une photo. De cette façon systématique, on a une photo à chaque palier et l'on peut voir l'avancement des fissures à l'aide du marquage au feutre. On procède ainsi jusqu'à la rupture. Le système d'acquisition fait la lecture de tous les instruments à toutes les cinq secondes et montre en temps réel les graphiques des résultats.

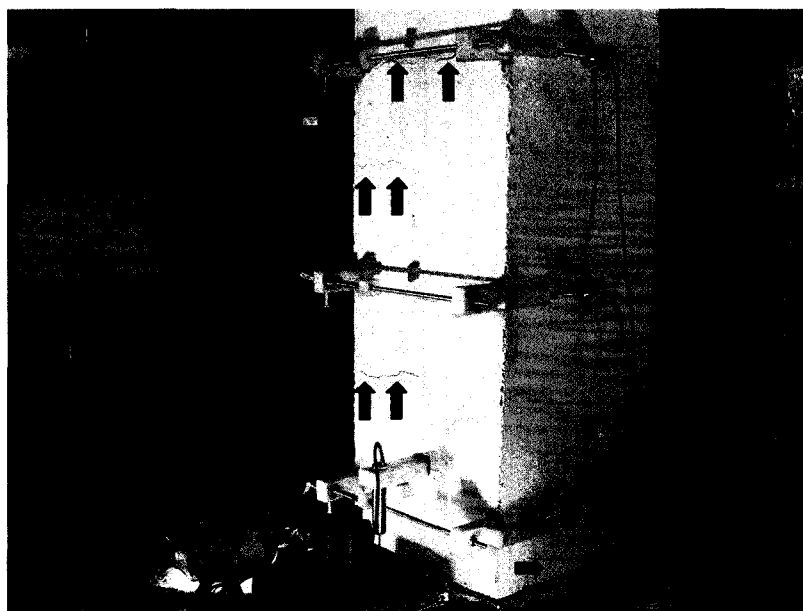
## **4.8 Réalisation des essais sur les spécimens à deux chevauchements**

### **4.8.1 Spécimen de référence (R2)**

Le premier essai d'arrachement a été réalisé sur le spécimen de référence, c'est-à-dire sans réparation. Le chargement débute donc en actionnant la pompe pour mettre les vérins en charge. Autour de 100 kN, on a remarqué l'apparition de fissures horizontales de traction un peu partout sur la face avant et les côtés. Ces fissures sont les seules présentes jusqu'à environ 250 kN, charge à laquelle les premières fissures de fendage apparaissent sur les côtés. La figure 4.18 permet de voir le début de la fissuration de

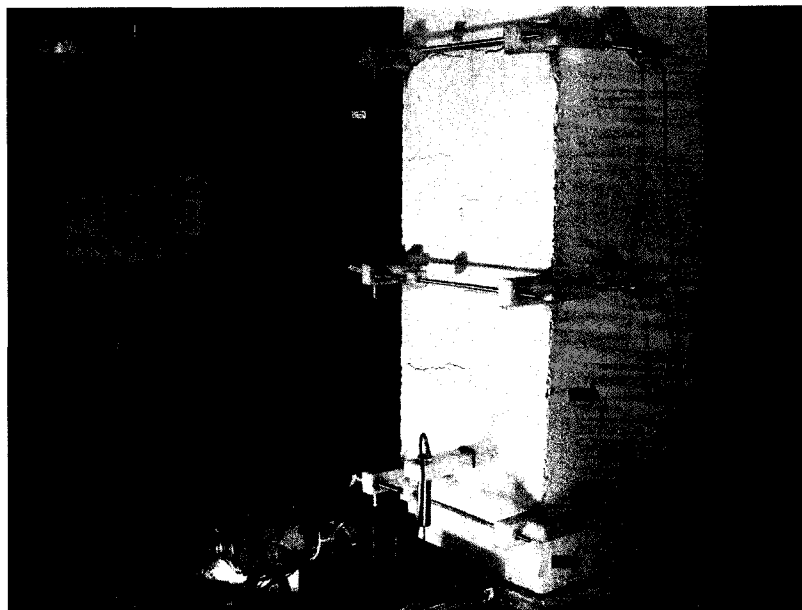


fendage sur le côté, juste au-dessus de la base, et les quelques fissures transversales sur la face avant.

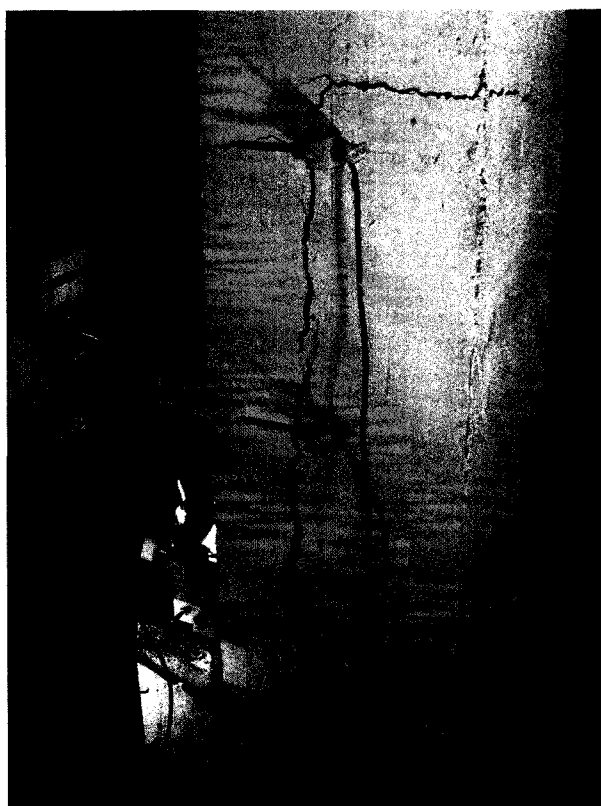


**Figure 4.18 : Début de la fissuration à 250 kN**

La poursuite du chargement a permis de voir cette fissure verticale s'allonger et s'élargir légèrement. La figure 4.19 montre l'état du spécimen à 350 kN, charge à laquelle la fissure atteint une longueur d'environ 300 mm. Il est à noter que pendant les pauses de chargement, il y a une relaxation dans les vérins et la charge baisse de quelques kN. La rupture s'est produite exactement à 400 kN. La figure 4.20, présente l'état du spécimen juste après à la rupture qui s'est produite de manière fragile, sans aucun avertissement. Le spécimen a donc passé de l'état montré sur la figure 4.19 à celui présenté sur la figure 4.20 en une fraction de seconde.



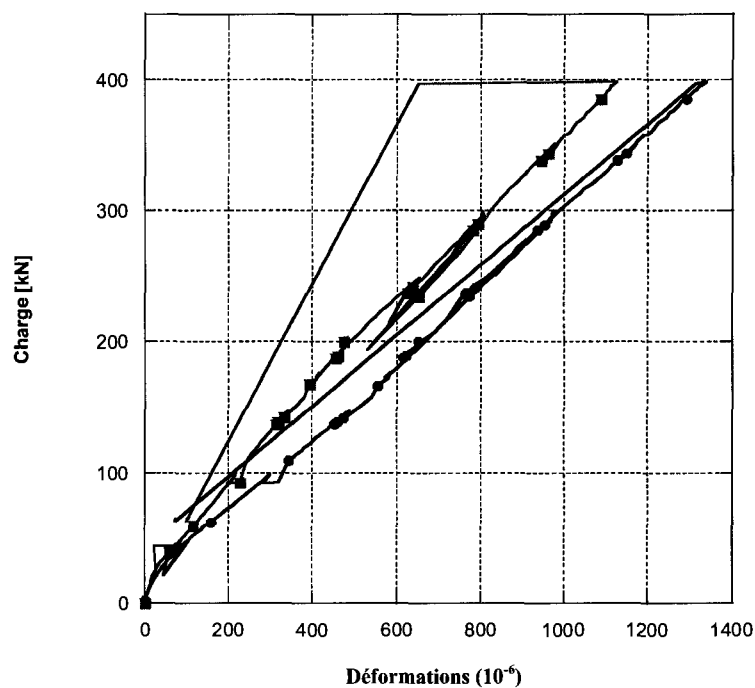
**Figure 4.19 : Allongement de la fissure de fendage critique à 350 kN**



**Figure 4.20 : Specimen R2 après la rupture**

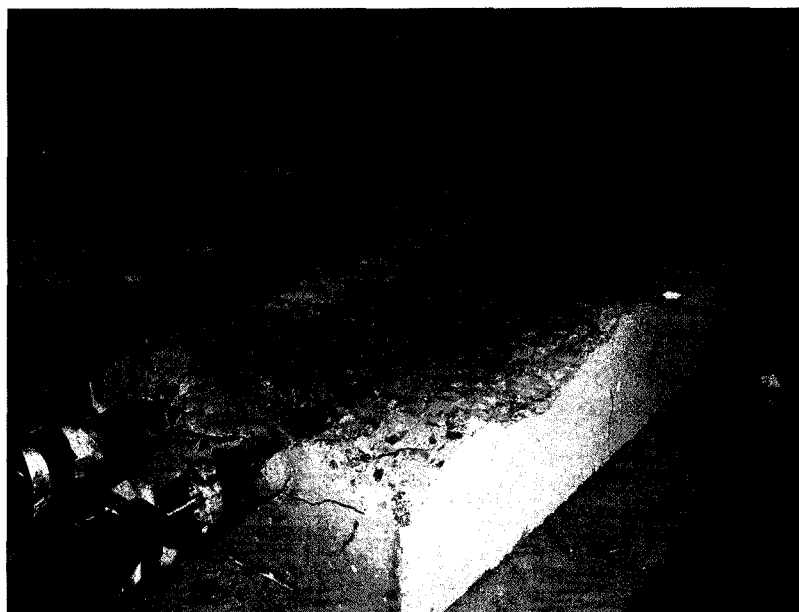
Sur la figure 4.20 on remarque que le plan de la fissure de fendage situé à une profondeur correspondant au milieu de la barre de la semelle est monté verticalement jusqu'à un autre plan de rupture correspondant à l'extrémité supérieure du chevauchement. Ce second plan de rupture pourrait s'expliquer en raison de la concentration des contraintes à l'extrémité du chevauchement. En effet, au moment de la rupture fragile, les efforts ne peuvent plus passer d'une barre à l'autre puisqu'elles ne sont plus solidaires dans le béton, elles sont séparées par le plan de fendage. Les efforts essaient donc de passer dans le béton du spécimen à cet endroit précis, mais la résistance en traction de ce dernier est nettement insuffisante ce qui entraîne ce plan de rupture. Il s'agit, bien sûr, d'une réaction en chaîne qui se produit dans la fraction de seconde que dure la rupture fragile.

Dans la section précédente, on avait calculé que la plastification des barres d'armatures devrait survenir autour de 640 kN. Cette rupture n'a donc pas été créée par la plastification des armatures puisque, tel qu'illustré sur la figure 4.21, les déformations maximales mesurées sont toutes inférieures à 2425  $\mu\epsilon$ , la déformation correspondant à la plastification des armatures. Chacune des deux courbes de cette figure correspondent à la moyenne des deux jauges posées sur une barre.



**Figure 4.21 : Graphique des déformations moyennes dans les barres d'ancrage**

La rupture nette du béton de la colonne a permis d'étudier le plan de rupture plus en détail. Le bloc de béton situé derrière les barres et sous le plan de rupture en traction directe a été délogé ce qui a permis d'observer directement le plan de rupture. La figure 4.22 permet de voir le résultat de cette manipulation.



**Figure 4.22 : Plan de rupture du spécimen R2 visible**

Les barres d'armature instrumentées avec de jauges et visibles sur cette image sont celles permettant l'ancrage dans la base. Elles sont chevauchées avec les barres du spécimen qui sont, sur la figure 4.22, située dans le béton sous les barres visibles, c'est-à-dire vers la façade. L'observation attentive du plan de rupture a permis de constater qu'il ne passe pas exactement entre les deux barres chevauchées mais semble être décalé vers l'arrière de la colonne, près du centre de la barre de la semelle. Ce léger déplacement du plan de fissuration pourrait avoir été causé par le montage expérimental, qui crée un moment de renversement interne, en raison de l'excentricité des deux barres chevauchées. Ce moment est résisté par l'assise arrière de la colonne qui s'appuie sur la base et ainsi provoque des efforts internes qui ont pu influencer la position du plan de fissuration.

En conclusion de l'essai R2, on peut avancer que la rupture s'est produite suite au fendage du béton qui a complètement déchaussé la barre d'ancrage. Le béton autour des barres ne pouvant plus transférer les efforts, une microfissuration radiale est apparue et le plan de rupture principal s'est développé vers les côtés. Ce résultat est important puisqu'il prouve l'importance des barres passives de la façade. Bien qu'elles ne soient

pas ancrées pour développer leur pleine résistance, leur présence permet de contrer la progression des fissures de fendage vers la face avant tel qu'illustré sur la figure 2.15. La figure 4.23 montre une fissure sous la colonne qui se dirigeait vers la façade, sans toutefois l'atteindre, au moment de la rupture.

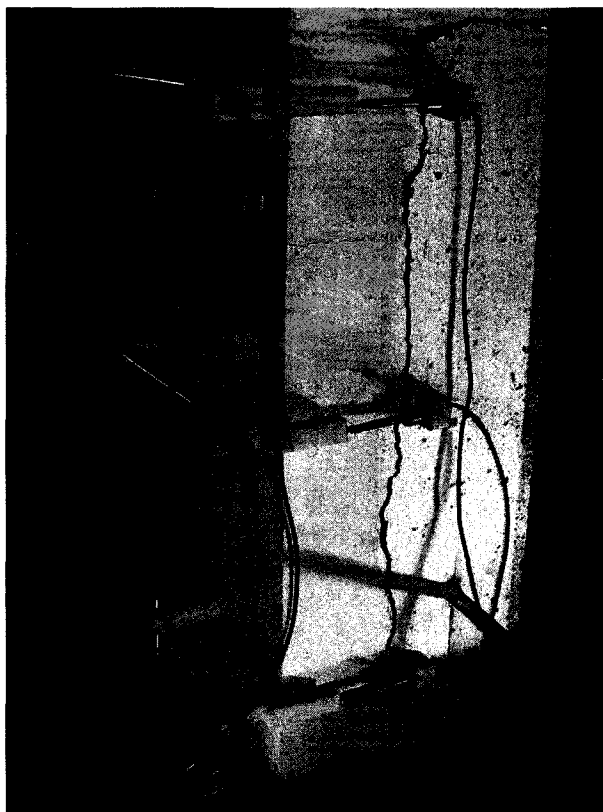


Figure 4.23 : Fissure de fendage vers la face avant de R2

#### 4.8.2 Spécimen réparé à l'aide de BRF (F2)

La conception de ce modèle est identique en tout point au spécimen R2 mais le béton de la zone de chevauchement a été démoli et enlevé sur une profondeur de 110 mm et remplacé par le BRF de réparation. Les premières fissures de fendage sur les côtés apparaissent autour de 200 kN et atteignent une longueur de 100 mm à une charge d'environ 250 kN. Il est important de souligner que des fissures de traction ont aussi apparu à la surface de la face avant, tout comme cela s'est produit pour le spécimen R2. Ensuite, l'essai s'est déroulé normalement, la fissure de fendage s'allongeant et s'ouvrant tranquillement. Toutefois, avant même d'atteindre la hauteur du deuxième

LVDT, celle-ci a progressé soudainement et entraîné une rupture fragile. Cette fracture se produit autour de 480 kN et est identique à celle du spécimen de référence comme on le voit sur la figure 4.24. Il s'agit encore une fois d'une perte d'ancrage des barres chevauchées suite à l'ouverture du plan de fendage. Les barres n'ont pas atteint la plastification et la fissuration n'était pas très importante juste avant la rupture. Il n'y a donc pas eu beaucoup de dissipation d'énergie et, par le fait même, aucune ductilité. Les barres longitudinales n'ont clairement pas atteint la plastification comme en témoignent les déformations de  $1245 \mu\epsilon$  et  $1370 \mu\epsilon$  à la rupture.



**Figure 4.24 : Rupture du spécimen F2**

Les manipulations pour observer le plan de rupture ont été répétées pour ce spécimen. Une première observation importante est faite sous le spécimen. La figure 4.25 montre clairement que le plan de rupture principal, au-dessus des flèches, passe dans le joint de réparation. Il est également possible d'observer une fissuration importante dans le BRF

entre les barres de la semelle, encerclée, ainsi que deux fissures vers la face avant. Toutefois, ces deux fissures vers la face avant semblent moins ouvertes que celle dans le spécimen de référence. L'effet des fibres est donc visible dans ce cas-ci.



**Figure 4.25 : Plan de fissuration observé sous F2**

L'analyse du plan de rupture visible une fois le bloc arrière délogé confirme les premières observations. Le plan de rupture de ce spécimen a migré vers le joint entre les deux bétons, là où l'énergie nécessaire à la fissuration est moindre. Le gain principal du BRF provient donc du déplacement du plan de fracture ce qui signifie que le BRF n'est probablement pas utilisé de façon optimale. Pour y arriver, il faudrait que l'enrobage des barres en BRF soit assez large pour que la rupture de fendage passe dans le BRF et non au joint froid. Cela aurait impliqué la démolition du béton plus profondément.



#### 4.8.3 Spécimen réparé à l'aide de BRF et d'ancrages mécaniques (F2A)

Ce spécimen se différencie du spécimen F2 par la présence d'ancrages mécaniques au joint de réparation. Ceux-ci ont été ajoutés suite aux observations faites lors de la rupture du spécimen F2. On anticipe que le spécimen F2A pourra atteindre une charge de rupture plus élevée, les ancres ralentissant la fissuration et la séparation du joint froid. La première fissure de fendage sur le côté droit du spécimen F2A est apparue entre 200 et 250 kN, ce qui rappelle le comportement des deux spécimens précédents. La poursuite du chargement a permis d'observer l'allongement de la fissure principale de fendage qui, à 550 kN, a atteint le deuxième LVDT. La figure 4.26 permet de voir la longueur de la fissure et la charge atteinte à ce moment précis.



**Figure 4.26 : Fissure verticale de F2A à 550 kN**

À ce moment, un mouvement de rotation au niveau de la poutre de transfert et des HSS a commencé, et par mesure de sécurité l'essai a été arrêté à 570 kN. Une fois le montage réaligné, l'essai a été recommencé et la rupture s'est produite à 550 kN, de manière identique aux deux autres spécimens. Le spécimen approchait donc sa charge de rupture

lors de l'arrêt du premier chargement. Cette première valeur, 570 kN, a donc été conservée comme étant la charge de rupture. À ce moment, les barres de la semelle présentaient des déformations de 1750  $\mu\epsilon$  et 1890  $\mu\epsilon$ .

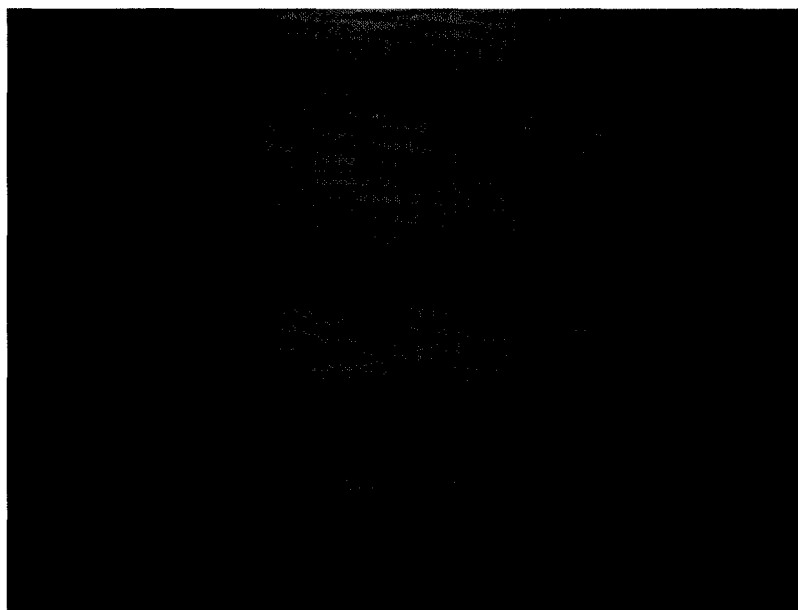
La figure 4.27 permet de constater que le plan de rupture est approximativement au même endroit que sur le spécimen F2, c'est-à-dire dans le joint de réparation, et que les ancrages ont été arrachés plutôt que sectionnés. Cette observation indique clairement qu'un meilleur ancrage, plus profond et plus solide, aurait probablement apporté une plus grande résistance. Quelques bouts de tiges filetées servant d'ancrage sont montrés à l'aide des flèches sur la figure 4.27. Suite à cette observation, il serait souhaitable et recommandé d'utiliser des ancrages industriels pour assurer qu'ils ne puissent pas être arrachés.



**Figure 4.27 : Plan de rupture avec les ancrages arrachés de F2A**

#### 4.8.4 Spécimen réparé à l'aide de BFUP (FUP2)

Les caractéristiques géométriques de ce spécimen sont identiques aux précédents. La réparation est toutefois réalisée à l'aide d'un BFUP adapté au cadre de ce projet. Avant de débiter l'essai de traction sur ce spécimen, on note la présence de fissures de retrait dans le BFUP. Les fissures sont majoritairement présentes le long du joint de réparation et aussi sur la face avant et les côtés, sous forme de fissures horizontales. On peut distinguer des fissures le long du joint de réparation sur la figure 4.28.

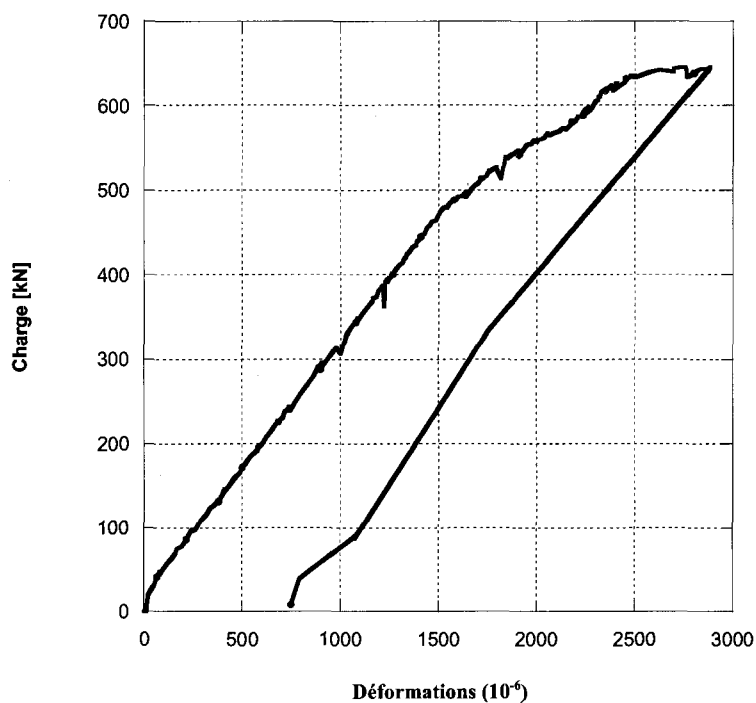


**Figure 4.28 : Fissures de retrait le long du joint de réparation**

Ces fissures de retrait sont préoccupantes. En effet, la fissure de retrait présente sur le côté du spécimen est située le long du joint de réparation. Rappelons que les spécimens précédents se sont brisés le long de ce joint. En d'autres mots, une partie de la fissuration de retrait correspond au plan de rupture anticipé. Ces fissures de retrait, particulièrement celles le long du joint de réparation, proviennent probablement des manipulations expérimentales lors de la coulée de réparation. La surface de béton du joint de réparation n'a pas été saturée d'eau avant de couler le BFUP, ce qui a entraîné

une migration des molécules d'eau du BFUP vers le béton ordinaire. Ce mouvement des molécules d'eau a entraîné un phénomène de retrait au jeune âge, ce qui a provoqué ce patron de fissuration. La surface de réparation aurait dû être saturée d'eau dans un premier temps avant d'être asséchée en surface. Un tel procédé aurait vraisemblablement permis d'éliminer ou, à tout le moins, de réduire significativement la présence de fissures de retrait.

Lors de l'essai, une fissure de fendage est apparue à une charge 250 kN. En fait, la fissure de retrait présente avant le début de l'essai, s'est ouverte et aggravée. En augmentant la charge, on a constaté que la fissure de retrait s'élargissait, et ce, à chaque palier de 50 kN. Le chargement a atteint ensuite 600 kN, ce qui dépassait le meilleur résultat obtenu jusqu'à présent, celui du spécimen F2A. De plus, la colonne semblait encore en bon état à cette charge. La fissure de fendage a poursuivi son cheminement dans le sillon du retrait et a atteint le niveau du deuxième LVDT situé à 400 mm de la base. En poursuivant l'augmentation du chargement, on a remarqué, grâce aux jauges de déformations, que les barres d'armatures de la semelle quittaient l'état élastique et débutaient leur plastification. À ce moment, c'est-à-dire autour de 630 kN, le spécimen semblait avoir de la difficulté à maintenir la charge. La figure 4.29 présente le graphique de la moyenne des lectures des jauges sur une des barres de l'essai. On peut y constater la plastification d'une des barres d'ancrage, ce qui confirme l'atteinte de la limite de l'essai.

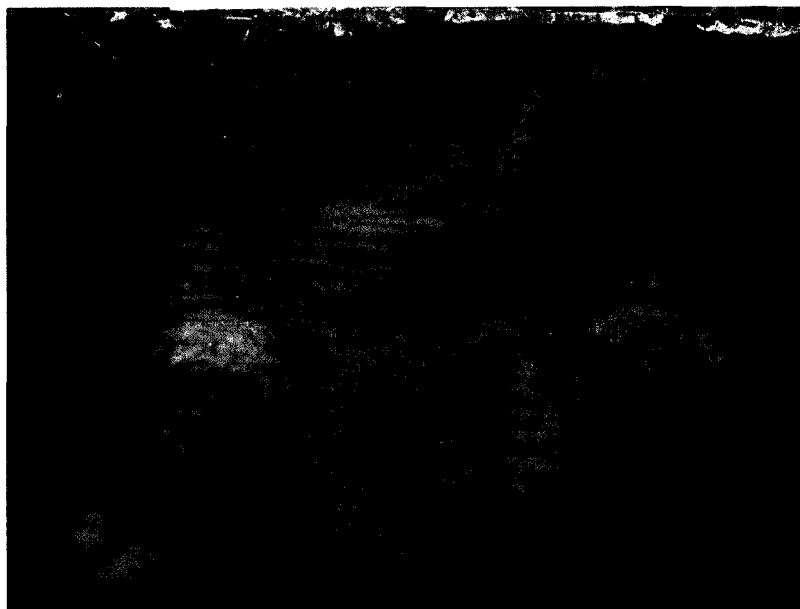


**Figure 4.29 : Graphique de la moyenne des déformations dans une barre de l'essai FUP2**

Un problème relié à la neutralité électrique d'une des jauges ne permet pas d'avoir la moyenne des déformations pour l'autre barre. Par contre, dans tous les essais d'arrachement réalisés, deux barres voisines avaient généralement un comportement semblable. On peut donc supposer que la seconde barre a eu un comportement similaire. La limite élastique a été atteinte dans l'essai à près de 650 kN, ce qui vient confirmer les hypothèses précédentes quant à la charge de plastification. On note sur la figure 4.29 le début du plateau de la plastification semble débuter autour de 2500  $\mu\epsilon$  ce qui correspond fidèlement aux calculs réalisés suite à l'essai de traction sur l'acier. La déformation résiduelle permet aussi de conclure à l'atteinte du domaine plastique.

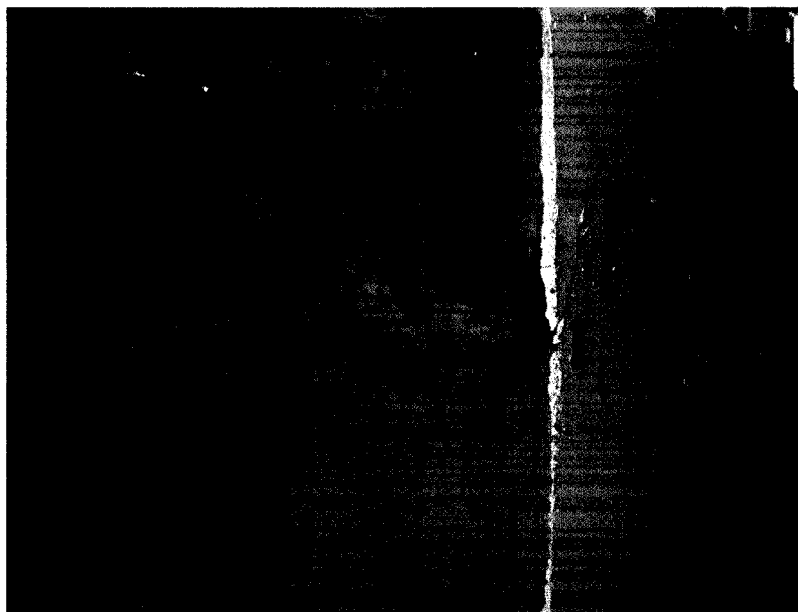
L'efficacité de cette réparation peut aussi être soulignée en observant l'absence de fissuration autour des barres sous la colonne, une fois celle-ci détachée de la base.

Contrairement aux spécimens précédents, aucune fissure de fendage ne se dirige vers la face avant. La figure 4.30 confirme bien cette observation, la face avant du spécimen se trouvant vers le haut de la photo.



**Figure 4.30 : Le dessous du spécimen FUP2 ne présente pas de fissures de fendage vers la face avant**

La figure 4.31 permet de bien observer le cheminement de la fissure critique. Elle débute au niveau de la barre et se dirige directement vers l'arrière du spécimen. Ce comportement, déjà souligné, provient, dans un premier temps, de la présence d'une barre transversale passive qui simule la présence d'un étrier. Cette dernière apporte du confinement localisé et permet de reprendre les efforts radiaux caractéristiques d'une barre ancrée et soumise à des efforts de traction. De plus, la capacité du BFUP à résister à la traction, combinée à la faiblesse d'un joint froid et la présence de fissures de retrait, a fait migrer la fissure vers ce joint de réparation. Ensuite, on observe que la fissure se dirige directement vers le côté du spécimen et chemine vers le haut, et ce, proportionnellement à l'augmentation du chargement.



**Figure 4.31 : Cheminement de la fissuration du spécimen FUP2**

Il est donc possible d'affirmer que la réparation à l'aide du BFUP s'est avérée performante puisqu'elle a permis la plastification des barres d'armature en traction malgré la présence de fissures de retrait à l'interface. De plus, une meilleure ductilité a été mise en évidence par l'allongement et l'ouverture de la fissure de fendage. L'essai s'est ainsi terminé à une charge 50% plus élevée que celle du spécimen de référence (R2). Toutefois on ne connaît pas le gain ultime que procure ce renforcement de BFUP, la plastification des barres ayant limité le niveau de charge appliqué.

#### 4.8.5 Spécimen réparé à l'aide de BFUP et d'ancrages (FUP2A)

Lors de l'élaboration du protocole expérimental des essais d'arrachement, l'essai FUP2A visait deux objectifs précis. Dans un premier temps, il était souhaité vérifier les résultats obtenus pour l'essai F2A, de manière à corroborer l'amélioration anticipée du comportement suite à l'utilisation d'ancrages mécaniques. Dans un deuxième temps, on désirait savoir si le béton de réparation allait influencer l'efficacité des ancrages

mécaniques. Par contre, puisque la colonne précédente (FUP2) a permis d'atteindre la plastification des barres, il n'était plus possible d'espérer améliorer la charge de rupture à l'aide d'ancrages. À moins d'une déficience majeure, les résultats allaient probablement être semblables à ceux obtenus lors de l'essai FUP2. Les objectifs de départ ne pouvaient donc plus être atteints, mais cet essai allait maintenant servir à corroborer l'efficacité du renforcement en BFUP et procurer une répétitivité dans les résultats.

Cet essai s'est déroulé normalement et les résultats n'ont pas été surprenants. La charge maximale atteinte par le spécimen a été limitée par la plastification des barres d'armature. L'essai a ainsi été arrêté à 650 kN, tout comme l'essai FUP2. L'observation visuelle du spécimen pendant l'essai a permis de voir que les fissures de fendage sur les côtés semblaient s'être ouvertes et allongées plus tardivement. Ces résultats seront analysés plus en détails à la section 4.8.6 portant sur la comparaison des résultats des essais à deux chevauchements. Cette observation mise à part, le déroulement de l'essai a été identique à celui de FUP2. La fissuration finale et le comportement général du spécimen sous le chargement ont été très près du spécimen FUP2. Cet essai, dont la pertinence était réduite en raison des résultats de FUP2, a tout de même permis de confirmer la qualité des réparations en BFUP.

#### 4.8.6 Comparaison des résultats des essais à deux chevauchements

Les essais à deux chevauchements ont permis d'illustrer les performances relatives des deux types de renforcements. Le tableau 4.2 récapitule les résultats de chacun des essais. On y retrouve la charge maximale, l'augmentation par rapport au spécimen R2 et le type de rupture de chacune des spécimens.



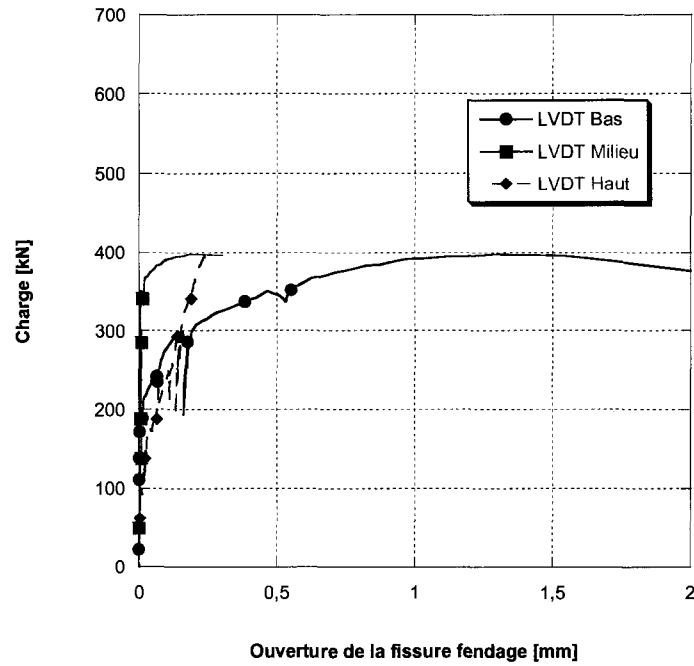
Tableau 4.2 : Résumé des résultats pour les spécimens à deux chevauchements

Spécimen	R2	F2	FUP2	F2A	FUP2A
Charge max.	400 kN	480 kN	650 kN	570 kN	650 kN
Augmentation	Référence	20%	> 60%	40%	> 60%
Type de rupture	Fendage	Fendage	Plastification des barres	Fendage	Plastification des barres

Les résultats des essais permettent de constater que chacune des réparations a apporté un gain de résistance. L'ajout d'un BRF seul (F2) a apporté une augmentation de près de 20 % de charge nécessaire à la rupture. La combinaison d'un BRF et d'ancrages mécaniques est encore plus intéressante puisque l'augmentation est d'environ 40 % pour cet essai. Il importe de souligner que ces résultats ne permettent pas de tirer des conclusions ayant une signification statistique très importante puisqu'il n'y a pas eu de répétition dans les tests. Par contre, la tendance est claire : les réhabilitations amènent une amélioration du comportement. Cette constatation est encore plus vraie lorsqu'on s'attarde aux résultats obtenus pour les réparations avec du BFUP. Les tests d'arrachement sur des spécimens conçus pour obtenir une rupture par fendage n'ont pas donné ce résultat pour les deux réparations avec du BFUP. Ces deux essais ont amené la plastification des barres d'ancrage. Ce résultat est à la fois surprenant et encourageant. La performance du BFUP dans le cadre de ce type de réparation ne peut pas être négligée. Il est aussi impossible de mesurer pour ces essais l'amélioration quantitative du chargement puisque la limite de l'essai fut atteinte.

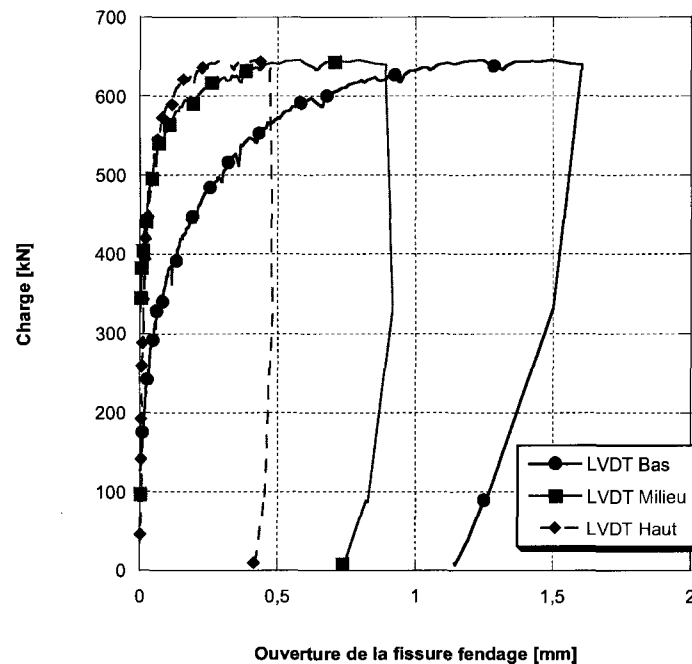
Maintenant, en s'attardant aux données fournies par les LVDT mesurant la fissuration de fendage, il apparaît clairement que les observations visuelles durant l'essai étaient justes. La figure 4.32 présente l'allongement des trois LVDT sur la face droite de la colonne R2. Il est possible d'y constater que la fissure n'est pas très ouverte au moment de la rupture et qu'elle n'est pas très longue puisque les lectures des LVDT du milieu et du haut sont très faibles. En effet, selon cette figure, la fissure commence à s'ouvrir autour de 300 kN et s'élargit jusqu'à atteindre 1,5 mm à la rupture à 400 kN. Par contre, elle n'a pas vraiment atteint une longueur suffisante pour influencer la lecture du

deuxième LVDT. Cette constatation vient renforcer l'observation d'une rupture très fragile.



**Figure 4.32 : Ouverture de la fissure de fendage de la colonne R2**

À l'opposé, la figure 4.33 présente le même graphique, mais cette fois pour celui de l'essai de la colonne FUP2.



**Figure 4.33 : Ouverture de la fissure de fendage du spécimen FUP2**

Ce graphique permet de constater que la fissuration de fendage s'est allongée et ouverte graduellement jusqu'à l'atteinte du plateau, qui correspond à la plastification des armatures d'ancrage. Il y a aussi lieu de questionner l'impact qu'aurait eu un maintien du chargement à 650 kN. Comme la fissure s'agrandit lorsqu'on lui impose une charge constante, il est possible de craindre une rupture par fendage du béton dans ces circonstances. Cette rupture hypothétique surviendrait toutefois après la plastification des barres et serait intimement liée à l'état plastique des armatures. En effets, les armatures, en s'étirant et s'allongeant, augmentent l'état de contrainte dans le béton d'enrobage. Il est toutefois important de mentionner que ce type de comportement démontre une certaine ductilité. En effet, lors des essais sur les spécimens R2 et F2, la rupture se produisait sans avertissement et la fissure de fendage était peu ouverte et peu allongée. Le comportement de FUP2, pour sa part, présente une fissuration qui s'ouvre et s'allonge graduellement, ce qui dénote une plus grande dissipation d'énergie. En portant attention au retour à zéro de l'essai, on note que la fissure de fendage demeure ouverte à 1,15 mm à la hauteur du premier LVDT, ce qui est une grande ouverture si

l'on considère qu'il s'agit d'un joint froid de réparation. Les forces d'ancrage entre les deux surfaces sont donc importantes pour tolérer cette ouverture de fissure sans conduire à une rupture fragile du joint. De plus, la fissure demeure ouverte sur toute la hauteur du chevauchement puisque le LVDT du haut montre une ouverture résiduelle de 0,45 mm une fois le chargement terminé.

La figure 4.34 présente le même graphique pour la colonne FUP2A. Il importe de noter que l'échelle horizontale de ce graphique n'est pas la même que pour les deux autres spécimens.

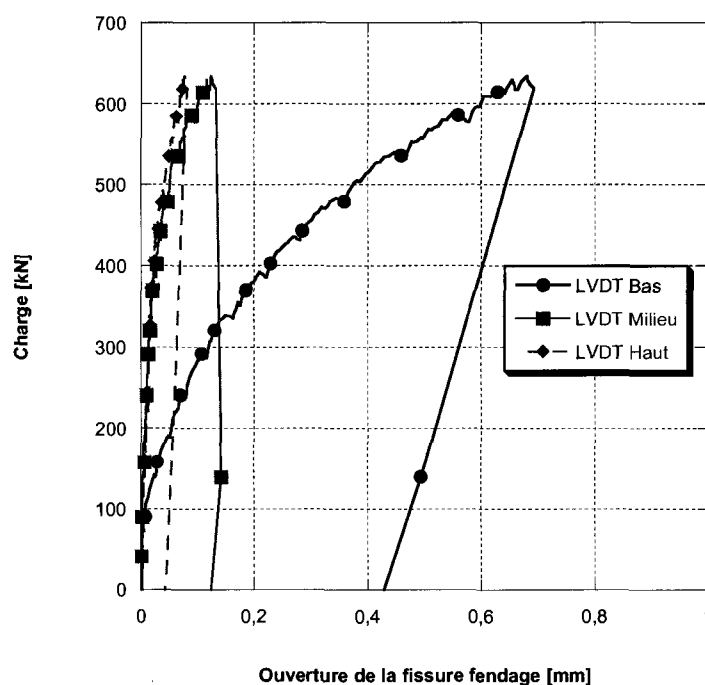


Figure 4.34 : Ouverture de la fissure de fendage du spécimen FUP2A

La première remarque pour ce graphique est l'absence du plateau que l'on retrouvait à la fin de l'essai pour la colonne FUP2 comme présenté sur la figure 4.33. De plus, l'ouverture résiduelle de la fissure est plus faible que pour la colonne FUP2. Ces observations pourraient permettre d'affirmer que les ancrages ont permis de limiter l'ouverture de la fissure pendant l'essai. Toutefois, le temps écoulé pendant le

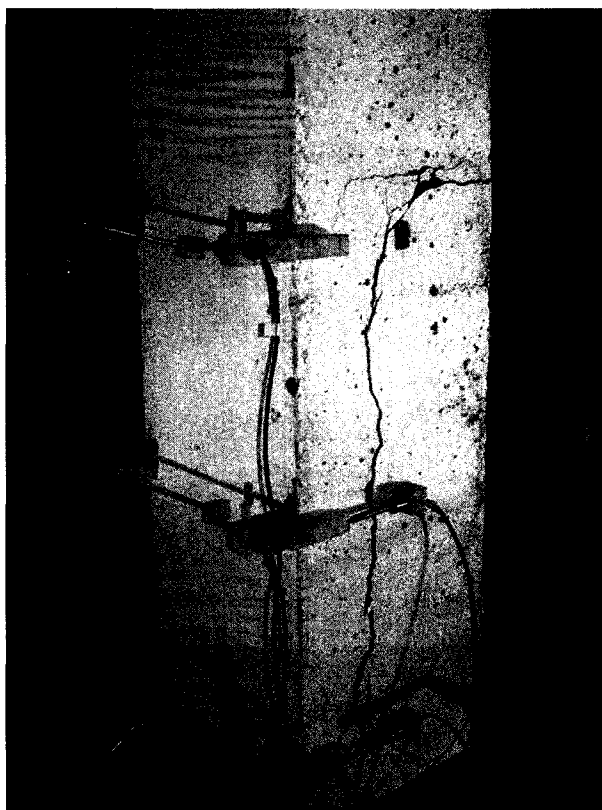
chargement n'apparaît pas sur ce graphique, et c'est la raison principale qui explique cette différence. Pour le spécimen FUP2, le chargement entre 630 kN et 650 kN a été maintenu durant deux minutes comparativement à une minute pour le spécimen FUP2A. Cette différence origine d'une erreur de manipulation au laboratoire. Sachant que les barres étaient plastifiées et qu'elles s'étiraient, il est évident que le maintien de la charge est préjudiciable au spécimen. Ainsi, il faut tenir compte de ce facteur lorsque l'on tente de tirer des conclusions par rapport à l'efficacité des ancrages. En observant l'ouverture de la fissure à différentes charges sur ces deux graphiques, on constate que les résultats sont presque identiques. Par exemple, sur les figures 4.33 et 4.34, on peut constater une ouverture de 0,6 mm pour le LVDT du bas est créée par une charge d'environ 600 kN et qu'à 400 kN, l'ouverture du LVDT du bas varie entre 0,17 et 0,20 mm. Donc, il n'est pas possible de conclure sur l'efficacité des ancrages pour les essais avec du BFUP en raison de l'atteinte de la limite de l'essai par le spécimen FUP2. D'un autre côté, comme il est présenté dans le tableau 4.2, les ancrages de la colonne F2A ont permis d'augmenter la charge de rupture de 18 % par rapport à F2, et ce, malgré un choix discutable au niveau de la méthode d'installation.

#### **4.9 Réalisation des essais des spécimens à trois chevauchements**

La prochaine étape expérimentale porte sur les spécimens ayant trois chevauchements. Un tel design est très préjudiciable pour le spécimen puisque l'épaisseur de recouvrement sur les côtés est très faible et qu'il est possible d'augmenter la charge de 50 % avant d'atteindre la plastification comparativement aux spécimens de la série précédente. On espérait ainsi permettre de quantifier le gain ultime qu'apporte la réhabilitation à l'aide de BFUP. Cette section comporte les tests sur les spécimens R3, F3 et FUP3.

#### 4.9.1 Spécimen de référence (R3)

La configuration géométrique de ce spécimen et les observations retenues des essais d'arrachement précédents laisse présager une rupture rapide et fragile. Dès le début de l'essai, des similitudes ont été observées entre le comportement des spécimens R3 et R2. La première fissure de fendage est apparue sur le côté droit à 250 kN et a cheminé très lentement sans présenter une grande ouverture. Juste avant la rupture, qui s'est produite à 430 kN, la fissure s'étirait sur 250 mm et la fracture du béton a encore été fragile et brutale. Le plan de rupture est sensiblement le même que sur les autres modèles comme il est possible de le constater sur la figure 4.35.



**Figure 4.35 : Patron de rupture du spécimen R3 à la fin de l'essai**

Avant l'essai, il était difficile de prévoir la charge de rupture de ce spécimen. Il était évident qu'une rupture fragile par fendage serait obtenue et ce, à une charge relativement faible. Le recouvrement latéral plus faible pour le spécimen à trois chevauchements, 32,5 mm comparativement à 82,5 mm pour ceux à deux chevauchements, pouvait laisser croire à une charge de rupture plus faible pour la colonne R3. D'autre part, pour une même charge, les efforts étaient répartis dans trois barres comparativement à deux pour les autres spécimens, ce qui réduit les efforts internes concentrés autour d'une barre de 33 %. L'effet opposé de ces deux observations explique la charge de rupture similaire, 430 kN comparativement à 400 kN pour R2. L'observation de l'essai n'a pas permis de déceler des différences dans le comportement entre les spécimens R3 et R2.

#### 4.9.2 Spécimen réparé à l'aide de BRF (F3)

Ce spécimen à trois chevauchements possède une géométrie identique à celle de R3 mais il a été renforcé à l'aide de BRF de la même façon que les réparations précédentes. Une amélioration du comportement, principalement sous la forme d'une augmentation de la charge de rupture, est attendue pour ce spécimen. L'essai devrait permettre d'observer si l'augmentation de la charge est du même ordre de grandeur que celle apportée par le BRF sur le spécimen à deux chevauchements.

L'essai s'est déroulé normalement et la rupture par fendage s'est produite à 500 kN. Le plan de rupture se situe une fois de plus derrière les barres d'ancrage, au joint froid comme montré sur les figures 4.36 et 4.37.



**Figure 4.36 : Plan de fissuration transversal sous le spécimen F3**



**Figure 4.37 : Plan de rupture du spécimen F2 suivant le joint de réparation**

L'augmentation de résistance est de l'ordre de 15% comparativement au spécimen de référence (R3). Pour les spécimens à deux chevauchements, cette augmentation était plutôt de 20%. Ces deux valeurs analysées conjointement permettent d'accorder une plus grande confiance aux résultats puisqu'ils sont complémentaires. Le BRF amène une



certaine augmentation de la charge nécessaire au fendage, mais ne permet pas un ancrage efficace avec la paroi de réparation pour permettre une grande augmentation de la charge de rupture. En effet, puisqu'il y a une barre d'armature additionnelle dans ce spécimen, il est plus facile de séparer le joint puisque le plan de réparation est très faible derrière les barres. Chacune des barres représente en fait une zone ne profitant d'aucun ancrage entre le béton ordinaire et le béton de réparation. Cette faiblesse plus importante dans les spécimens à trois chevauchements entraîne peut-être la perte de gain de résistance par rapport à F2.

#### 4.9.3 Spécimen réhabilité à l'aide de BFUP (FUP3)

Cet essai était probablement le plus important de la série puisqu'il allait peut-être permettre de quantifier l'efficacité du BFUP pour ce type de réparation et en apprendre d'avantage sur sa plage d'efficacité. En effet, les essais sur les spécimens à deux chevauchements ont permis de constater le potentiel élevé de cette réparation, mais n'ont pas permis de connaître l'efficacité ultime du procédé. Étant donné la faible charge de rupture, 430 kN, pour le spécimen de référence, il serait surprenant de ne pas fendre le spécimen réparé avant la plastification. Une rupture par fendage était donc attendue, ce qui permettrait de chiffrer le gain de résistance apporté par cette réparation.

L'observation du spécimen avant le début de l'essai a permis de voir que des fissures de retrait, semblable à celles de FUP2 et FUP2A, étaient présentes sur le spécimen, et ce, pour les mêmes raisons. Au cours de l'essai, une première fissure de fendage a fait ouvrir la fissure de retrait déjà présente sur le côté droit à 150 kN. Ensuite, cette fissure s'est allongée et s'est ouverte tranquillement pour atteindre une longueur de 400 mm soit le niveau du deuxième LVDT. À ce moment, l'indicateur de la charge montrait 500 kN. La figure 4.38 présente cet état.

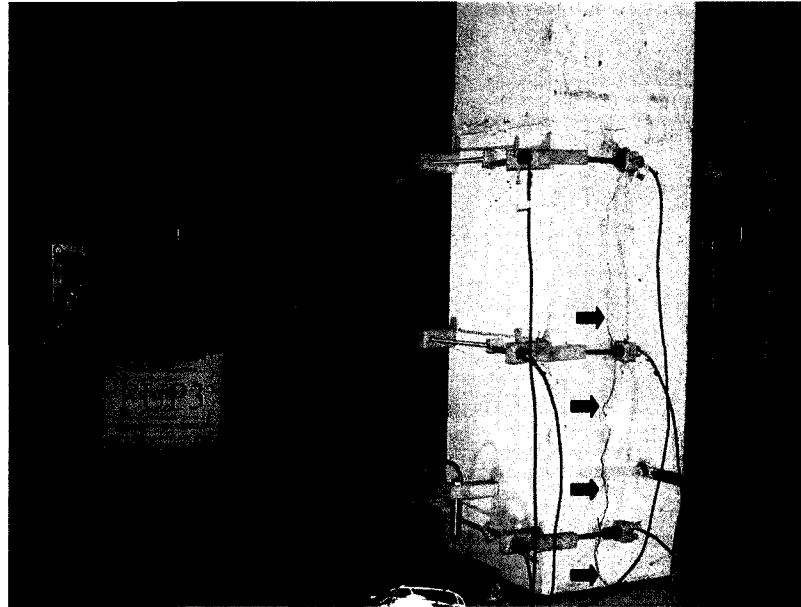


Figure 4.38 : Spécimen FUP3 à 500 kN

Deux paliers plus tard, à 600 kN, il était possible d'entendre le bruit des fibres qui déchaussent, c'est-à-dire qui perdent leur ancrage dans la pâte. Ce bruit devenait de plus en plus fort et la fissure continuait de s'allonger et de s'élargir. Elle a atteint la hauteur du troisième LVDT, 650 mm, à une charge de 800 kN, comme il est possible de constater sur la figure 4.39.

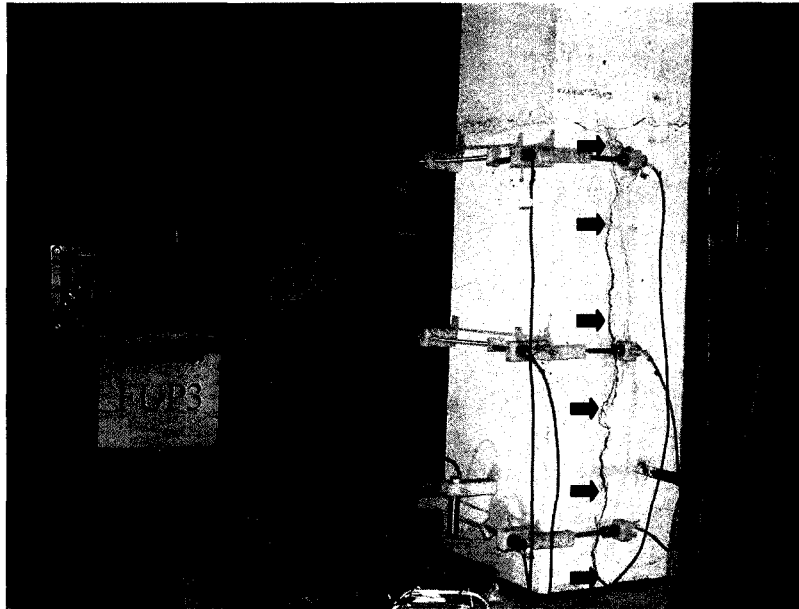
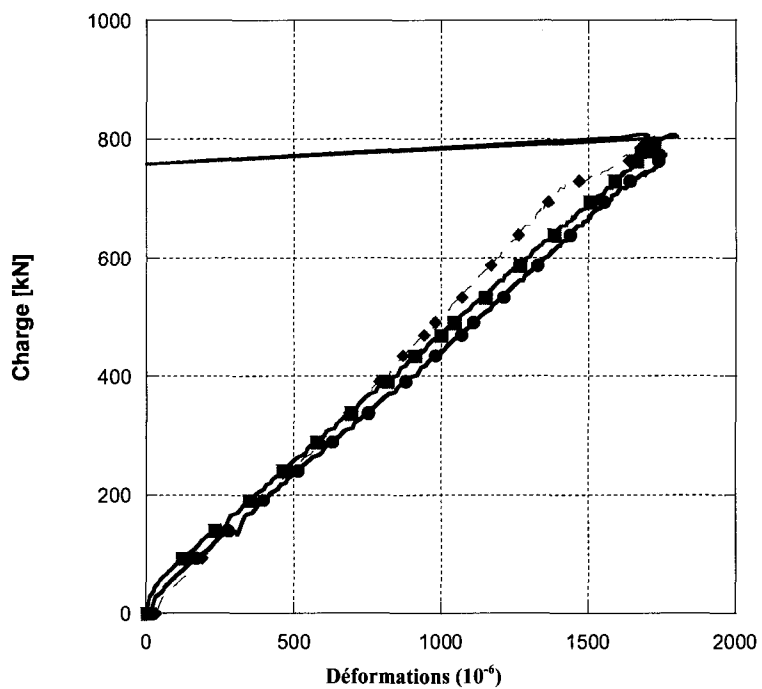


Figure 4.39 : Spécimen FUP3 à 800 kN

À ce moment, il devenait évident que la rupture approchait, le bruit du déchaussement des fibres était important et la fissure s'élargissait à vue d'œil. La rupture a finalement été atteinte à 815 kN. À ce moment, la déformation dans les barres était d'environ 1750  $\mu\epsilon$  pour chacune d'elle. La figure 4.40 permet de voir la moyenne des déformations pour les trois barres de la semelle.



**Figure 4.40 : Moyenne des déformations dans les trois barres**

La figure 4.41 permet de mieux voir le plan de fissuration qui, comme pour les autres spécimens, passe dans le joint de réparation.



**Figure 4.41 : Plan de rupture du spécimen FUP3**

#### 4.9.4 Comparaison des résultats des essais à trois chevauchements

Les essais à trois chevauchements ont tout d'abord permis de connaître le gain de résistance ultime apporté par le BFUP comparativement au BRF. Cette donnée manquait suite aux essais sur les spécimens à deux chevauchements. Le tableau 4.3 présente le récapitulatif de ces trois essais.

**Tableau 4.3 : Résumé des résultats pour les colonnes à trois chevauchements**

Spécimen	R3	F3	FUP3
Charge max [kN]	430	500	815
Augmentation	Référence	15 %	90 %
Type de rupture	Fendage	Fendage	Fendage plus ductile

Ces résultats permettent de voir l'importance de l'augmentation de la charge de rupture apportée par une réparation à l'aide de BFUP. En effet, une augmentation 90 % de la charge comparativement au 15 % obtenu par le BRF démontre l'écart important existant entre les deux matériaux. De plus, tel que souligné, la rupture de FUP3 a été beaucoup moins fragile puisque la fissure s'est étirée et ouverte longuement. Les figures 4.42 et 4.43 présentent l'ouverture de la fissure de fendage sur un côté droit du spécimen pour l'essai R3 et FUP3 respectivement.

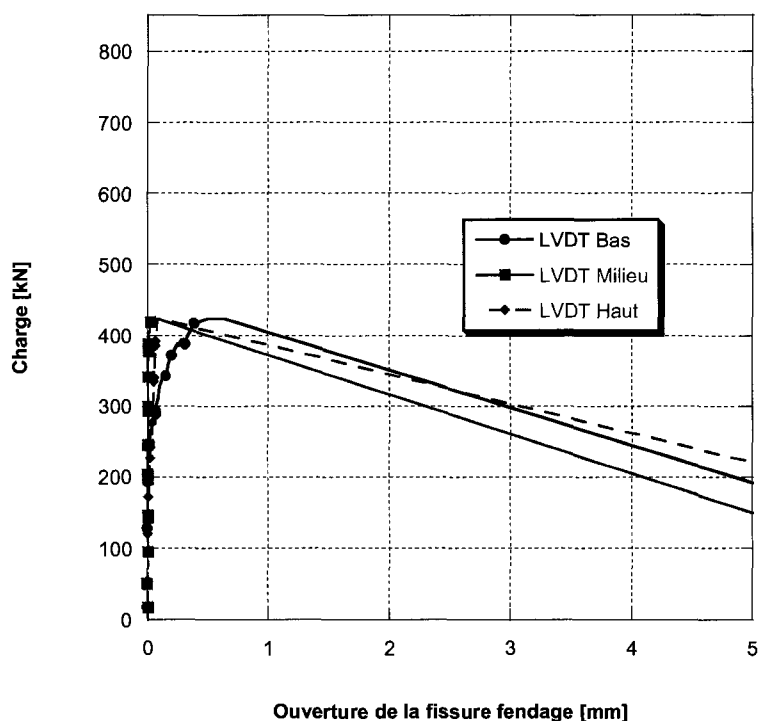


Figure 4.42 : Ouverture de la fissure de fendage de la colonne R3

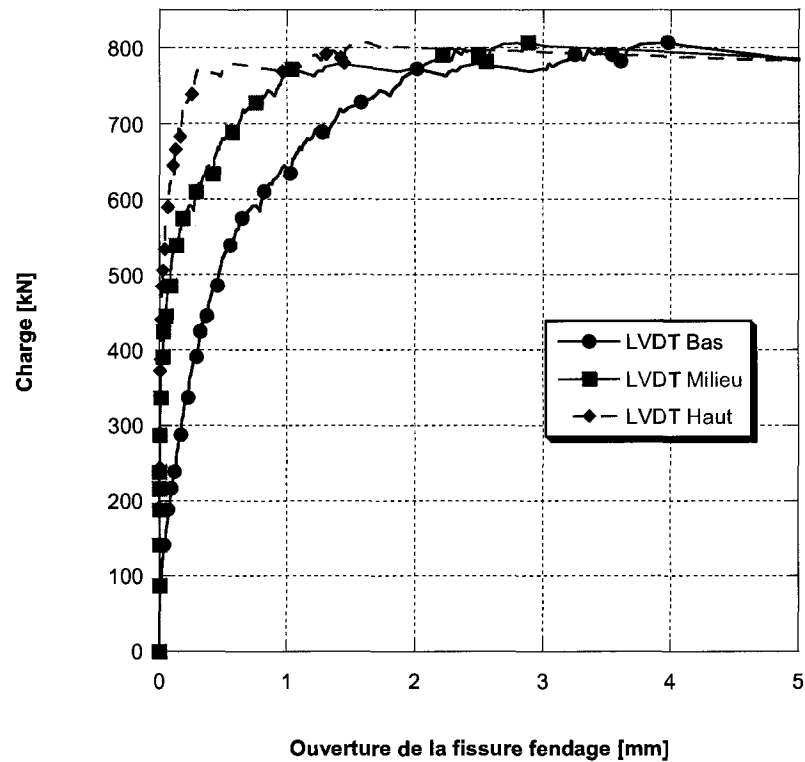


Figure 4.43 : Ouverture de la fissure de fendage du spécimen FUP3

Dans un premier temps, on remarque sur la figure 4.42 que la fissure de fendage critique n'est ouverte que de 0,5 mm à la rupture alors que la figure 4.43, portant sur FUP3, montre une ouverture de quatre à cinq millimètres sur toute la hauteur du spécimen à la rupture. Ces résultats complètement opposés témoignent d'un comportement plus ductile pour le spécimen FUP3 alors que le spécimen R3 ne présente pratiquement aucune ductilité.

#### **4.10 Discussion des résultats des essais d'arrachement**

Cette série d'essais d'arrachement avait pour objectif principal de vérifier l'efficacité de différents renforcements pour éliminer le mode de rupture par fendage et perte d'ancrage des barres chevauchées. Des spécimens avec deux et trois chevauchements ont été testés et les résultats obtenus ont permis de tirer des conclusions claires. En effet, les spécimens renforcés à l'aide de BFUP ont, dans un premier temps, permis d'atteindre la plastification des barres dans l'essai à deux chevauchements et, dans un deuxième temps, d'augmenter le chargement nécessaire à la rupture de 90 % pour l'essai à trois chevauchements en comparaison avec le spécimen de référence. La réparation en BRF a permis une augmentation de la charge de seulement 15 % pour l'essai à trois chevauchements et 20 % pour celui à deux chevauchements en comparaison avec les spécimens de référence. Les résultats de la réparation en BFUP sont très impressionnants, surtout lorsque l'on considère l'écart avec la réparation en BRF qui avait pourtant donné d'excellents résultats dans une étude précédente (Vachon, 2004). En conséquence, les résultats obtenus par les spécimens réparés de BFUP sont encore plus impressionnants. En plus de procurer une augmentation très importante de la charge de rupture, la réparation en BFUP permet une certaine ductilité comme on a pu le constater sur les graphiques des ouvertures de fissures de fendage. La fissure devait s'ouvrir de plusieurs millimètres sur toute sa longueur avant de pouvoir entraîner la rupture. Ce comportement contraste avec celui des spécimens de références et des spécimens réparés avec du BRF puisque la rupture de ces derniers survenait rapidement après l'apparition de la fissure.

On doit cependant apporter une mise en garde importante par rapport aux résultats des essais d'arrachement. Les valeurs numériques ont été rapportées pour vérifier la présence d'une tendance positive apportée par les réparations et tenter d'en saisir



l'efficacité relative. Il ne serait pas approprié d'utiliser ces résultats numériques pour tirer des conclusions précises visant l'amélioration de la charge de rupture puisque les essais n'ont pas été conçus en ce sens. En effet, l'absence ou la faible répétitivité dans les essais ne permet pas d'affirmer qu'une réparation en BFUP apportera une augmentation de la charge de rupture de 90 % pour un essai d'arrachement. Un nombre important d'essais identiques suivis d'une étude statistique serait nécessaire pour atteindre une telle conclusion. Par contre, lorsque l'on utilise les résultats numériques afin de vérifier si la réparation est efficace et que l'on combine les résultats des spécimens FUP2, FUP2A et FUP3 qui abondent tous dans le même sens et sont sans équivoque, il devient possible de prétendre qu'une réparation en BFUP permet d'améliorer significativement la charge de rupture et le comportement général d'un spécimen soumis à du fendage sévère.

En s'attardant au type de rupture obtenu dans le cadre de ces essais et de la position du plan de rupture, il est possible d'émettre des hypothèses sur le cheminement de la rupture et ainsi déterminer l'origine de l'efficacité des réparations. Dans le cas des spécimens de référence, la rupture est facilement explicable puisqu'elle concorde assez bien avec ce que l'on retrouve dans la littérature, tel qu'exposé au deuxième chapitre. La traction dans les barres entraîne la fissuration radiale du béton d'enrobage jusqu'au développement de la fissure principale qui fend le spécimen transversalement. La présence de la barre passive transversale a permis de reprendre les efforts de traction dans le béton vers la face avant du spécimen. L'absence de fissures de fendage sur la face avant semble confirmer l'hypothèse de l'efficacité des barres transversales pour ralentir la fissuration de fendage. Pour les spécimens réhabilités, puisque la rupture s'est produite au joint froid de réparation, les gains de résistance proviennent de trois phénomènes distincts. Premièrement, la fissure doit cheminer dans le béton de réparation de manière à atteindre le plan de faiblesse, le joint froid. Puisque les bétons de réparation sont renforcés de fibres, une énergie plus importante doit être déployée de manière à permettre la microfissuration du béton et atteindre le joint de réparation.

Deuxièmement, une fois que la fissure a atteint le joint de réparation, elle doit séparer les deux matériaux et l'ancrage entre les deux bétons permet de ralentir ce clivage. Puisque les matériaux de réparation ont une plus grande teneur en particules fines, un meilleur ancrage entre les surfaces est possible, puisque ces grains microscopiques vont s'hydrater dans les cavités de la paroi du béton original et permettent un entrelacement des bétons. En tenant compte de ces facteurs, on comprend rapidement pourquoi la performance du BFUP est à ce point plus élevée que celle du BRF plus traditionnel. En effet, le BFUP résiste, dans un premier temps, très bien à la fissuration en raison de la grande quantité de petites fibres et la densité de sa matrice. Dans un deuxième temps, l'absence de gros granulats et le grand nombre de particules fines réactives permettent au BFUP de s'ancrer dans toutes les aspérités géométriques de la surface. C'est pour cette raison que la fissure était largement ouverte lors de la rupture du spécimen FUP3 et que la charge de rupture continuait d'augmenter malgré la longueur et l'ouverture de cette fissure critique. La troisième explication permettant de justifier le gain de résistance et de ductilité apporté par le BFUP est reliée à l'adhérence de ce dernier sur les barres. L'ancrage par adhérence du BFUP sur les barres permet aux efforts de transiter dans la réparation malgré le fait que le BFUP n'enrobe pas complètement la barre intérieure.

L'autre point à traiter concerne les ancrages mécaniques. Malheureusement, vu l'excellente performance du BFUP, la combinaison de ce matériau avec des ancrages mécaniques n'a pas pu être évaluée. Il reste néanmoins que l'ajout d'ancrages mécaniques à une réparation en BRF a augmenté la charge de rupture pour le cas de deux chevauchements et que la position du plan de rupture permet aux ancrages mécaniques d'être efficaces. Bien qu'il ne soit pas possible d'avoir une aussi grande confiance face à cette conclusion qu'envers l'efficacité d'une réparation en BFUP, il apparaît tout de même que la présence d'ancrages mécaniques entre les deux bétons permet une augmentation de la charge de rupture.

#### **4.11 Conclusion**

La poursuite de ce projet de recherche passait par le choix d'un matériau de réparation qui allait permettre de passer à l'étape suivante et réhabiliter une pile rectangulaire de grande dimension soumise à un chargement statique-cyclique simulant un séisme. Suite aux résultats des essais d'arrachement, le choix du BFUP s'est imposé naturellement. Les réparations en BFUP ont permis l'atteinte de la plastification des barres dans l'essai à deux chevauchements et ont permis d'augmenter la charge de rupture de 90 % pour l'essai à trois chevauchements en plus d'apporter une certaine ductilité au spécimen. La réparation en BRF a apporté des gains par rapport aux spécimens de référence, mais ils étaient presque négligeables comparativement aux gains qu'apportaient le BFUP. De plus, bien que l'on ait conclu à l'influence positive des ancrages mécaniques, ils ne sont pas retenus pour la suite du projet. La performance de la réparation en BFUP semble suffisante pour améliorer le comportement d'un pilier et cela permet d'isoler l'effet du chemisage en BFUP. L'objectif de départ de cette partie de la recherche semble donc avoir été atteint alors que la prochaine étape doit permettre de conclure ce projet de recherche.

## **CHAPITRE 5**

### **Essais sur piles de grande dimension**

#### **5.1 Introduction**

Les essais d'arrachement sur des spécimens de petite dimension ont permis de mieux comprendre certains paramètres influençant la réfection d'une rupture par fendage. Suite aux résultats encourageants des essais d'arrachement, on espérait que la technique de réhabilitation proposée soit efficace pour des piliers rectangulaires de grande dimension. Il était donc important de soumettre cette réparation à des essais sur des modèles à grande échelle dont la sollicitation est plus représentative de la problématique sismique soulevée au début de ce mémoire. Cette section sur la réparation à l'aide d'un chemisage en BFUP d'un pilier rectangulaire soumis à un essai de flexion statique-cyclique permet d'en évaluer le potentiel sous chargement sismique.

Au début de ce chapitre, les objectifs et la méthodologie expérimentale sont détaillés. Ensuite, la conception et la construction des spécimens sont expliquées et une description du montage expérimental ainsi que du protocole de chargement suivent. Ces étapes permettent de retracer le cheminement menant à la mise en charge des spécimens dont les données sont analysées en détail par la suite.

#### **5.2 Objectifs et description du programme expérimental**

Ce chapitre est en fait l'aboutissement des parties précédentes du projet de recherche. Toutes les étapes ont été réalisées dans le but d'en arriver à vérifier une technique de

réfection innovante et efficace pour des piliers rectangulaires à grande échelle. L'objectif principal était donc de vérifier l'efficacité présumée du renforcement par chemisage en BFUP pour des piliers soumis à des efforts sismiques. Pour ce faire, deux piliers rectangulaires ont été conçus selon les règles prévalant dans les années 1970 - 1990. Ils ont ensuite été construits dans le laboratoire de structures de l'École Polytechnique de Montréal et l'un d'eux a été réhabilité selon la technique définie dans le cadre de ce projet de recherche. Une étude comparative suit la réalisation d'un essai de flexion statique-cyclique.

Suite à cette partie de l'étude il devrait être possible de qualifier et de quantifier l'efficacité de la réparation pour des piliers rectangulaires, d'évaluer la méthodologie de la réparation et statuer sur la faisabilité de celle-ci dans le cadre d'un chantier réel. Une technique facile à reproduire en chantier est donc utilisée pour la réparation du pilier.

### **5.3 Conception et description des spécimens**

La conception des spécimens a premièrement été basée sur les observations de différents ponts qui n'ont pas bien résisté à des épisodes sismiques historiques. Certains auteurs ont répertorié les défauts conceptuels qui ont mené à la ruine certaines structures lors de tremblements de terre récents. Des plans et devis d'ouvrages réalisés au Québec au cours des décennies 60, 70 et 80 ont été consultés afin de voir si les défauts soulignés pouvaient être retrouvés dans nos constructions. Le code des ponts S6-66 a aussi été consulté de manière à savoir quelles étaient les normes et règles de conception de l'époque. Ces différentes sources ont permis de créer une conception réaliste typique de pilier de ponts de ces années mais aussi d'intégrer certains défauts conceptuels caractéristiques et problématiques comme une longueur de chevauchement trop courte, une épaisseur de recouvrement trop faible et un type d'étrier inadéquat. Comme il s'agit d'un projet de réhabilitation, il est souhaitable d'étudier des piliers de ponts ayant encore

plusieurs années de service mais qui ne sont malheureusement pas adéquats quant à leur comportement sismique.

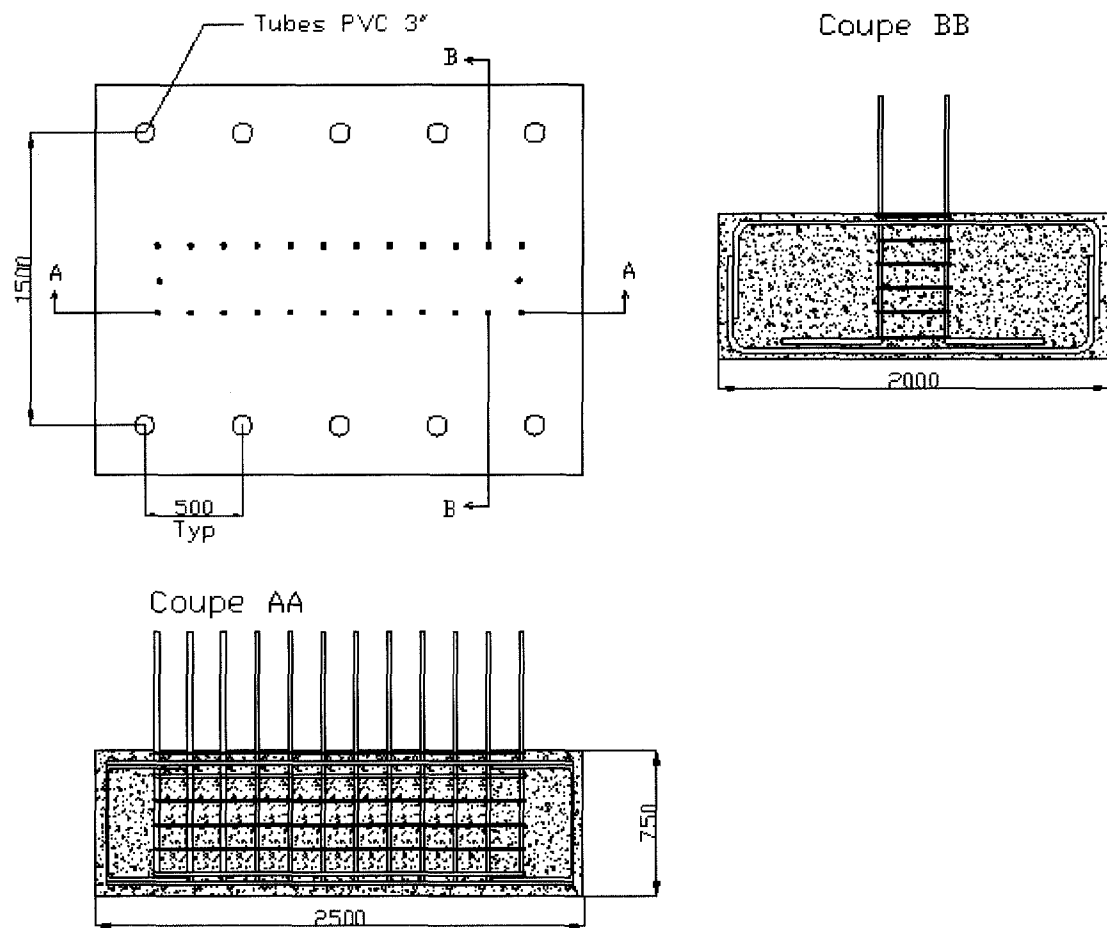
### 5.3.1 Semelles de fondation

Il est habituel en laboratoire d'éviter la construction de semelles pour les essais de colonnes. Des moyens détournés sont utilisés pour simuler l'encastrement dans une fondation d'une structure à étudier afin d'économiser du temps et des coûts inutiles. Par contre, dans le cadre de ce projet, un des objectifs était de reproduire le comportement du joint de chevauchement et vérifier la possibilité de reproduire une telle réhabilitation en chantier. Pour ce faire, de véritables semelles ont donc été conçues et construites. De cette manière, les piliers en laboratoires étaient très semblables à ceux des ponts existants et la réparation a été effectuée en présence de la semelle et des interactions qu'elle pourrait apporter.

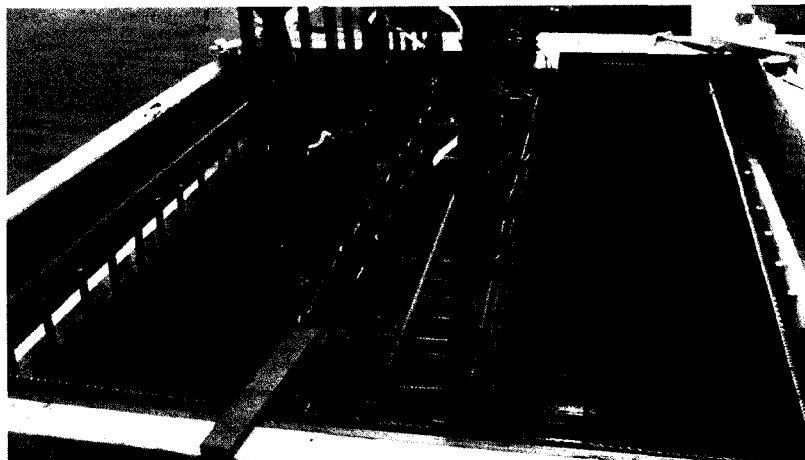
D'autre part, la conception des semelles devait assurer une résistance suffisante pour ne pas qu'elle soit la cause de la rupture et/ou ne vienne interférer dans le comportement du pilier. Les fondations peuvent causer certains soucis mais leur évaluation et leur réhabilitation n'est pas abordée dans le cadre de ce projet. La semelle a été conçue à l'aide du code S6-06 ce qui lui permet de soutenir des cycles de déformation répétitifs sans se désagréger, tout en procurant un ancrage suffisant au niveau des barres avec crochets de la semelle qui sont chevauchées dans le pilier. Les détails de conception sont exposés succinctement puisqu'une étude détaillant leur conception, construction et comportement sera incluse dans le mémoire de Louis-Philippe Chartrand, étudiant à la maîtrise à l'École Polytechnique de Montréal.

Il est toutefois important de mentionner que cette semelle a été ancrée dans la dalle d'essais du laboratoire de structures et que la conception devait tenir compte des efforts

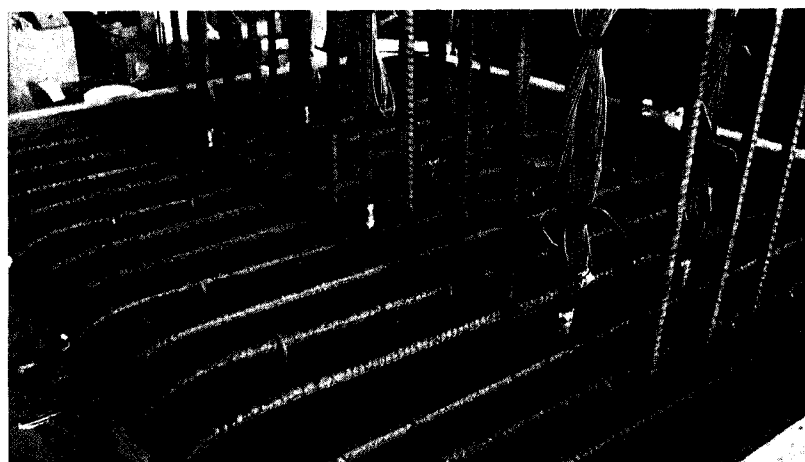
induits par cette précontrainte par post-tension. De plus, la grande quantité d'étriers au niveau des barres d'ancrage avec crochets provient du design sismique du code S6-06. Du béton ordinaire spécifié à 40 MPa a été utilisé pour les semelles. La figure 5.1 permet de voir les détails de conception alors que la figure 5.2 illustre les étapes de la construction.



**Figure 5.1 : Conception des semelles en plan avec coupes en élévation [mm]**



**a) Barres d'ancrage et armatures inférieures de la semelle**



**b) Armatures supérieures de la semelle**



**c) Semelles terminées**

**Figure 5.2 : Photos des étapes de la construction des deux semelles**



Comme il est possible de le constater sur les figures précédentes, il s'agit de semelles de dimension importante : 2,0 m x 2,5 m x 0,75 m. Les barres d'ancrage à crochets, qui permettent le transfert des efforts vers la semelle dans la zone de chevauchement, dépassent de la semelle et seront attachées aux barres continues du pilier. Des jauges de déformation ont été installées sur certaines barres d'ancrage, juste sous la surface supérieure de la semelle. Ce point sera approfondi à la sous-section 5.5.3 portant sur l'instrumentation des essais. Des barres d'armatures 10M ont été pliées et installées par paires aux quatre coins des semelles pour permettre leur manutention.

### 5.3.2 Piliers rectangulaires

Une attention particulière a été portée à la conception des piliers rectangulaires. La méthodologie utilisée pour réaliser la conception a été soulignée au début de la section 5.3. Il fallait effectuer le dimensionnement de manière à assurer un comportement adéquat. Des essais similaires sur une colonne carrée avaient été réalisés à l'École Polytechnique par Vachon en 2004. Dans ce projet de recherche, la colonne carrée représentait une section centrale d'un pilier rectangulaire typique. Les essais cycliques sur le spécimen de référence ont amené une rupture par fendage. La figure 5.3 montre la conception du spécimen.

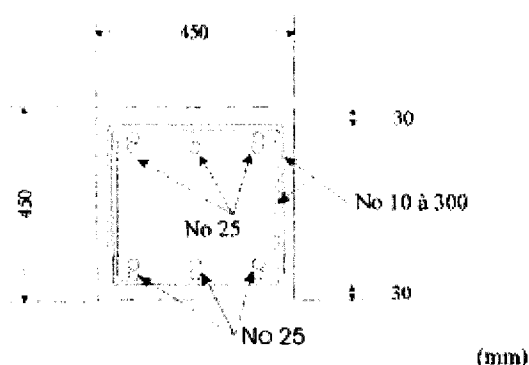
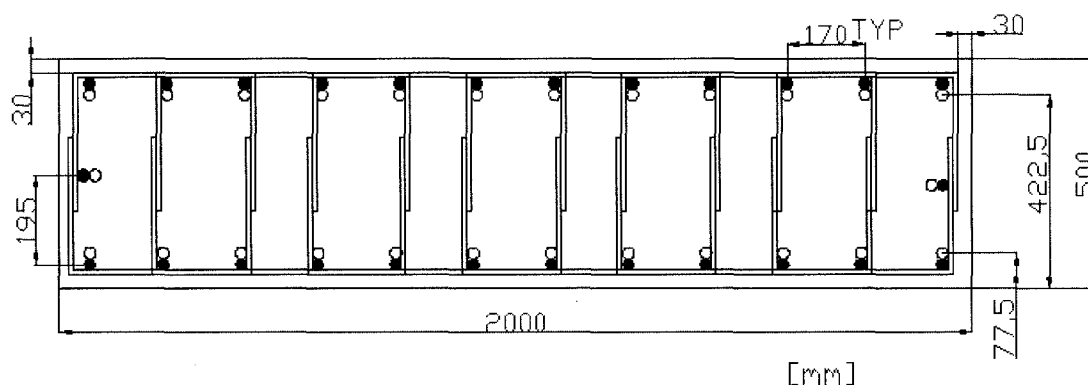


Figure 5.3 : Coupe transversale de la colonne de Vachon (2004)

Ce design a été utilisé comme point de départ pour la conception. Dans le cadre de la présente étude, le pilier devait être de forme rectangulaire avec un rapport  $b/h$  égal à 4. Pour simplifier les dimensions, la profondeur a été fixée à 500 mm ce qui nécessitait une largeur de 2000 mm. Ces dimensions choisies sont intéressantes puisqu'elles peuvent représenter l'échelle réelle dans un ouvrage plus modeste ou bien représenter une échelle réduite d'un ouvrage de très grande dimension. Les spécimens de Vachon avaient une épaisseur de recouvrement de 30 mm, des barres de longitudinales 25M et des étriers « U » ayant un espacement vertical de 300 mm. Ces détails de conception ont tous été conservés dans le design du pilier de grande dimension puisqu'ils correspondent aux conceptions des années sur lesquelles la conception est basée. Donc en se basant sur le spécimen de Vachon et sur les observations mentionnées précédemment, on a décidé d'utiliser la conception présentée à la figure 5.4.

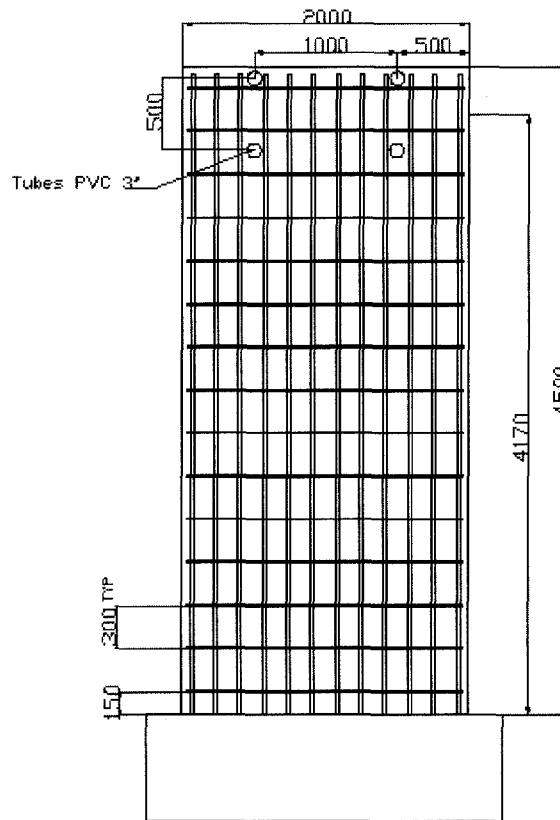


**Figure 5.4 : Coupe transversale du pilier rectangulaire dans le chevauchement**

Le pilier est armé de barres longitudinales 25M avec une limite plastique spécifiée de 400 MPa et d'étriers 10M. L'espacement centre à centre des aciers longitudinaux est de 170 mm sur les grands côtés et de 200 mm sur les petits côtés, ce qui procure un ratio d'armature de 1.3%. Autre remarque importante, les étriers sont présents en plus grand nombre comparativement au design de Vachon. Ce résultat est le produit des calculs de

flexion afin d'avoir une résistance suffisante au cisaillement dans la direction longitudinale.

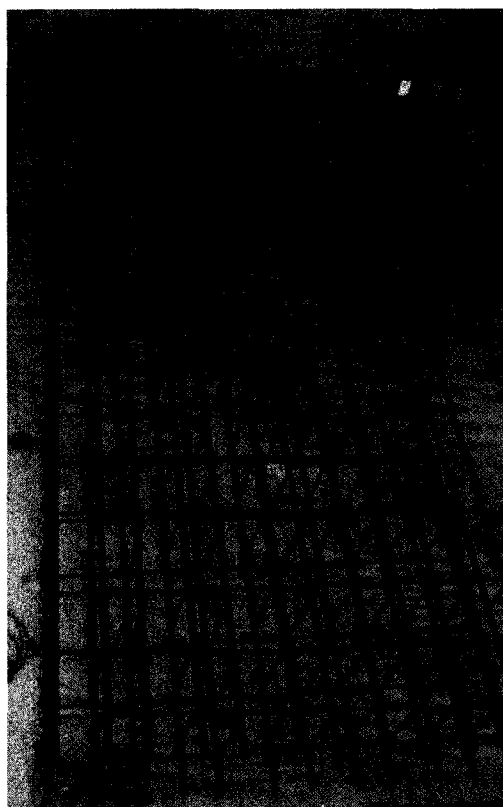
Le choix de la hauteur du pilier est basé premièrement sur la faisabilité de l'essai dans le laboratoire. L'École Polytechnique possède un laboratoire à la fine pointe de la technologie qui permet de tester en flexion des colonnes de dix mètres de hauteur grâce à un mur de réaction de cette dimension. Par contre, pour cet essai, une hauteur plus modeste a été choisie. Le pilier sera de 4.5 mètres de haut à partir du dessus de la semelle. Cela permet d'avoir un bras de levier d'environ 4,17 m entre le centre d'application de la charge et le sommet de la semelle. La majorité des ponts ayant des piliers de dimension comparable, ont une hauteur de piles plus importante, surtout lorsque les semelles sont enterrées plus profondément. Malgré tout, une hauteur de 4,5 m a été retenue, d'autant plus qu'il est possible de trouver des piliers de ponts existants de cette envergure. La figure 5.5 présente la conception en élévation du pilier.



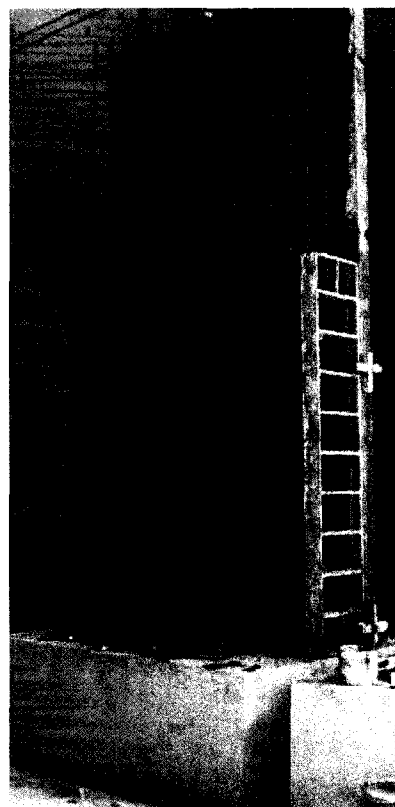
**Figure 5.5 : Vue en élévation des armatures du pilier [mm]**

Cette figure permet de constater certains points importants. La conception des étriers est la même sur toute la hauteur de la colonne et il n'y a aucune provision spéciale pour la zone de la rotule plastique. Le premier étrier a été placé à la moitié de l'espacement vertical typique. La longueur de chevauchement a été fixée à  $24 d_b$ , c'est-à-dire 600 mm pour des barres 25M. Il n'y a donc que deux rangs d'armatures transversales qui stabilisent les barres longitudinales sur la longueur de chevauchement. Toujours dans le but d'imiter les piliers existants, du béton de résistance nominale de 35 MPa a été spécifié pour la coulée de la pile. Des tubes de PVC ont été installés dans le haut du pilier pour permettre de faire traverser les barres qui serviront à l'ancrage des vérins sur le pilier.

Du point de vue de la construction des piliers, elle a débuté, comme il se doit, après la construction des semelles. Les cages d'armatures ont été commandées et sont arrivées déjà montées. Pour les coffrages, on a décidé d'utiliser des panneaux réutilisables avec des montants d'acier. Cela avait pour but d'atteindre une certaine rapidité et facilité de construction. Les figures 5.6 et 5.7 permettent de voir différentes étapes de la construction des piliers.



**Figure 5.6 : Cage d'armature couchée au sol**



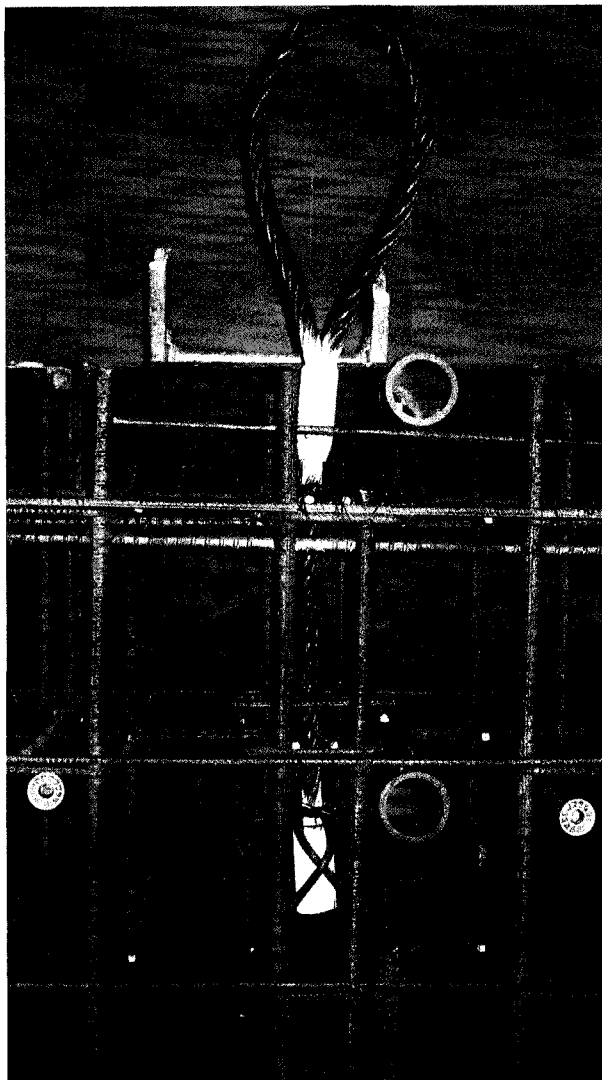
**Figure 5.7 : Armatures placées dans les coffrages**

Tout d'abord, on devait d'installer les premiers panneaux de coffrages pour ensuite installer la cage d'armature, montrée à la figure 5.6, et la mettre en place comme démontrée sur la figure 5.7. La seule difficulté rencontrée lors de la construction du pilier fut de faire concorder correctement les barres de la semelle avec les barres du pilier et de s'assurer que les branches des étriers entourent bien le chevauchement,

comme le présente la figure 5.8. Une fois cette étape terminée, il ne restait plus qu'à refermer les coffrages. Toutefois, avant de poser les derniers panneaux du haut, il fallait installer le système de levage et les tuyaux qui allaient permettre de passer les tiges pour l'ancrage des vérins, comme le présente la figure 5.9. Cette dernière étape demandait minutie et précision pour assurer un positionnement parfait des tuyaux de PVC. Pour ce qui est du système de levage, des câbles flexibles de grues ont été commandés et installés comme illustré sur la figure 5.9. Des aciers d'armature ont été installés transversalement aux câbles afin d'éviter le glissement de ces derniers.

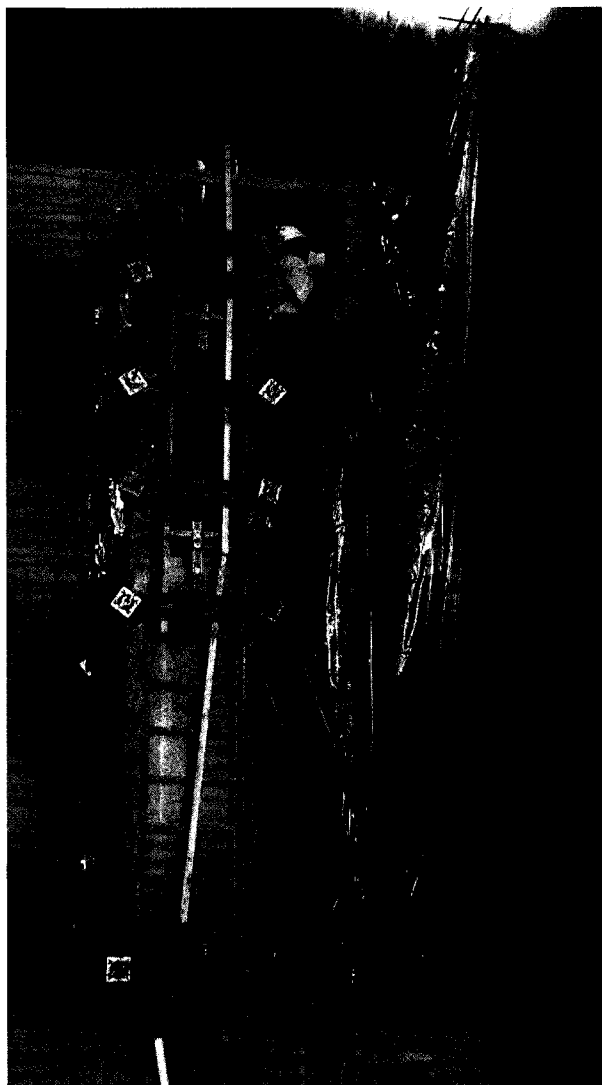


**Figure 5.8 : Zone de chevauchement du pilier**



**Figure 5.9 : Câble de levage et tuyaux pour les trous d'ancrage**

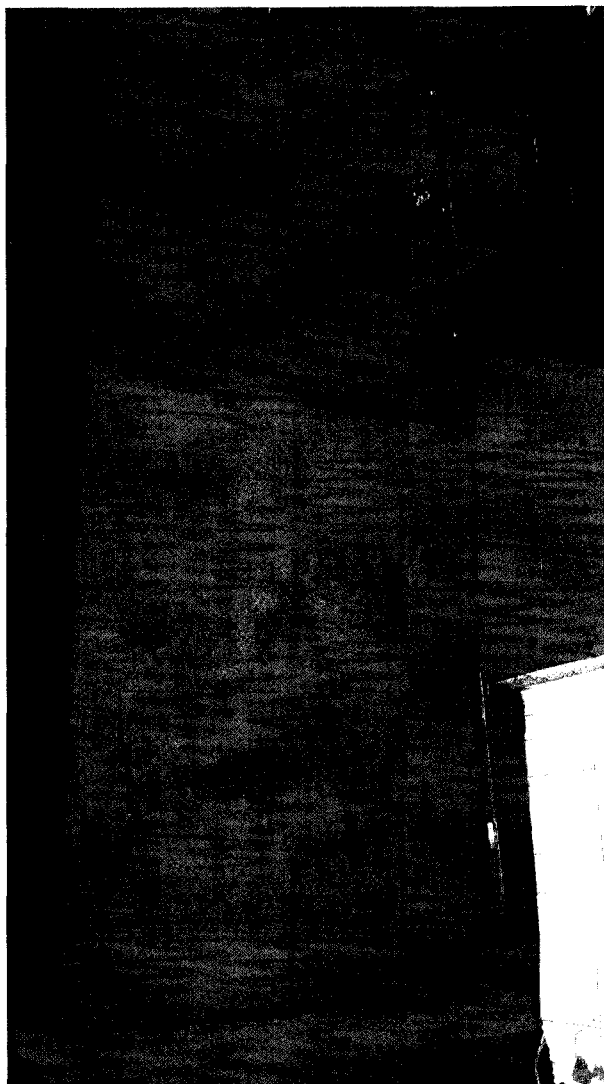
Ensuite, on a installé une passerelle pour permettre la coulée du béton tel que le montre la figure 5.10. Cette coulée a été effectuée à l'aide d'une pompe standard à ligne au sol. Le béton a été vibré depuis le haut du pilier à l'aide d'une longue aiguille vibrante.



**Figure 5.10 : Pilier prêt pour la coulée**

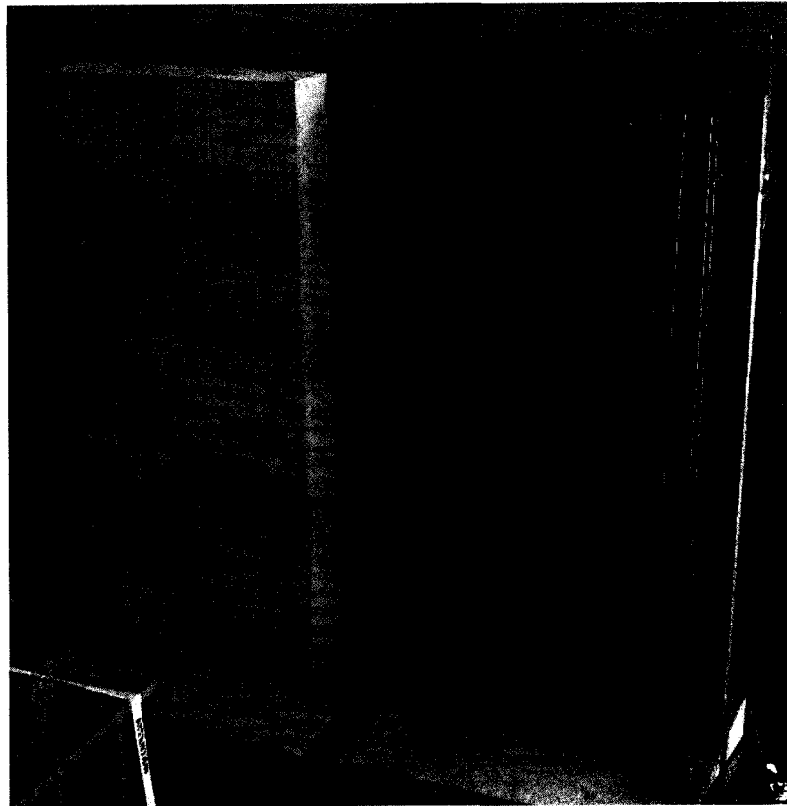
La première coulée n'a pas été aussi aisée que prévu car le béton n'avait pas la fluidité spécifiée. Il a tout de même été possible de la réaliser et le produit fini était acceptable. Une cure humide de sept jours a été effectuée en laissant les coffrages sur le pilier et en posant du jute humide sur le dessus du pilier. La figure 5.11 permet de voir la pile suite au décoffrage.



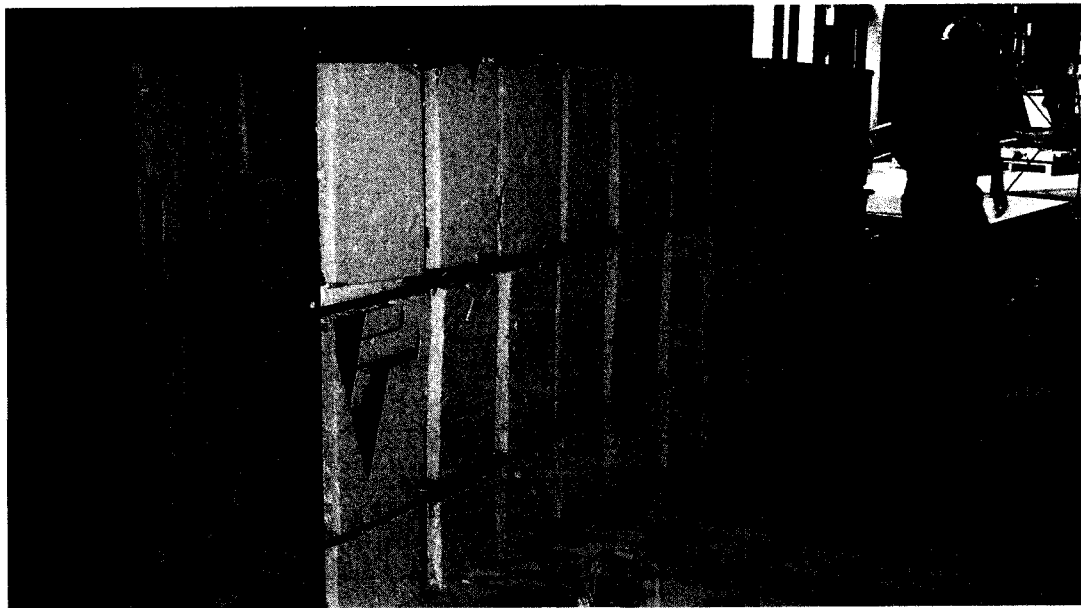


**Figure 5.11 : Pilier de référence après le décoffrage**

La procédure a ensuite été répétée pour le deuxième pilier, celui sur lequel la réparation a été ultérieurement réalisée comme le présente la figure 5.12. Étant donné que le protocole de réparation pour le chemisage en BFUP implique d'enlever le béton de recouvrement à la base du pilier, on a préféré réduire la quantité de béton à être enlevée dans le but d'économiser temps et argent. Pour se faire, des panneaux de polystyrène ont été installés à l'intérieur des coffrages comme soufflage. La figure 5.13 présente cette étape de la construction.



**Figure 5.12 : Fabrication du deuxième pilier identique au premier**



**Figure 5.13 : Panneau de polystyrène pour le soufflage des coffrages**

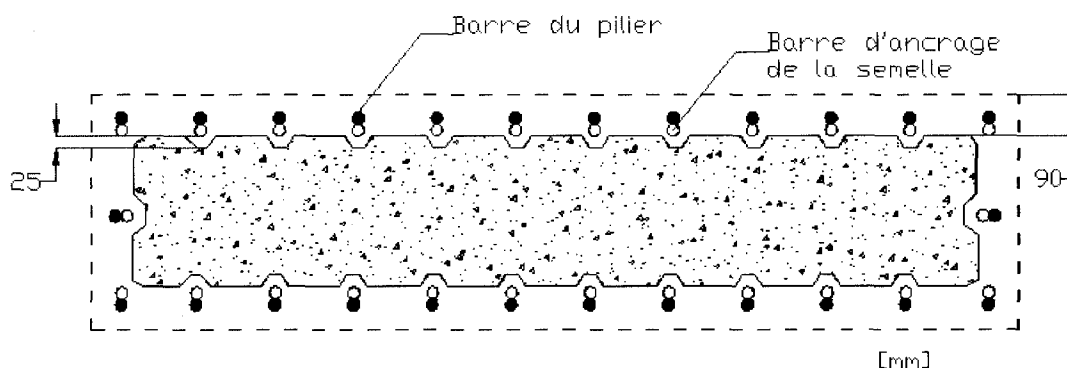
Pour ce deuxième pilier, la coulée a eu lieu de manière identique au pilier de référence. Toutefois, le béton est arrivé au laboratoire plus fluide que pour le premier pilier. Ceci pourrait être considéré comme un aspect positif pour l'aisance de la coulée, mais comme il s'agit du même mélange que pour le pilier de référence et que les temps de livraison ont été semblables, il y a lieu de se questionner sur l'origine de cette fluidité. Sur les chantiers, il peut arriver que de l'eau soit ajoutée au camion malaxeur avant l'ajout du superplastifiant et c'est vraisemblablement ce qui c'est produit au moment de la coulée du deuxième pilier. Les caractéristiques et propriétés des matériaux peuvent être retrouvées au tableau 5.2. Une cure humide identique à la première pile a été réalisée. Une fois les coffrages retirés, il a ensuite fallu enlever les morceaux de polystyrène, enlever l'excédent de béton de recouvrement, construire les coffrages et couler le BFUP de réparation. La section 5.4 explique en détails la réalisation de la réparation.

## **5.4 Réparation par chemisage en BFUP**

Il importe d'expliquer en détails la réparation par un chemisage en BFUP. La philosophie et le principe de fonctionnement ont bien été expliqués préalablement dans ce mémoire. L'application à une structure de dimension réelle doit cependant être présentée. Le béton de réparation permet d'améliorer significativement la force d'ancrage des barres d'armatures et ainsi d'augmenter l'efficacité du transfert des efforts vers la semelle. Il s'agit du principe de base tel que démontré lors des essais d'arrachement.

Avant de réaliser la réparation sur les piliers de dimension réelle, plusieurs points méritaient une attention spéciale. Parmi ceux-ci, il faut souligner la profondeur et la hauteur de la réparation, la méthode à utiliser pour la démolition, la présence d'une surépaisseur dans la zone réparée et la présence d'ancrages. Lors des essais d'arrachement, la profondeur de réparation coïncidait avec le plan d'assise de la barre

avec crochet de la semelle, celle localisée le plus au centre de la colonne. Suite aux explications du gain de résistance et de ductilité, il apparaît évident qu'une plus grande profondeur de réparation permettrait un gain significatif de résistance puisque la fissuration devra traverser une plus grande épaisseur de BFUP ce qui demande une très grande énergie. Par contre, comme ce projet de recherche désire être le plus intégralement applicable en condition réelle, il est important de considérer une structure réelle soumise à des charges normales. En effet, une profondeur de réparation trop importante affaiblirait le pilier et réduirait significativement sa résistance aux charges gravitaires. Étant donné que le réseau routier est pour le moins chargé, il n'est pas très économique de fermer un pont ou en réduire l'accès de manière prolongée ou importante pour effectuer la réparation. La solution la plus efficace serait donc de trouver le juste milieu entre la performance de la réhabilitation et la perte de capacité portante pendant la réparation. En ce sens, un des avantages du BFUP est qu'il atteint une résistance élevée très rapidement ce qui réduit significativement l'attente et permet de retrouver la résistance initiale du pilier très rapidement. Étant donné qu'il s'agit d'une première utilisation d'un tel renforcement, il s'agirait dans un cas réel de prendre une décision basée sur les points mentionnés précédemment. Dans cet état d'esprit et en ayant en tête les grandes performances du BFUP lors des essais précédents, on a décidé d'effectuer une réhabilitation semblable à celle des essais d'arrachement, c'est-à-dire de détruire le béton d'enrobage jusque derrière la barre interne du pilier. Par contre, de manière à augmenter le niveau de performance de la réparation, chaque chevauchement a été libéré de son béton d'enrobage sur une profondeur radiale de 25 mm environ. Cette pratique nous assurait d'obtenir un maximum de force d'ancrage au niveau du chevauchement tout en réduisant l'endommagement du cœur de la colonne par rapport à un plan de réparation plus droit au point le plus profond. C'était le plan d'attaque pour effectuer la réparation. La figure 5.14 permet de voir un schéma de la réparation tel que planifiée. Il faut noter que les étriers ne sont pas présentés sur l'image et ce, dans le but d'avoir une image claire des surfaces.



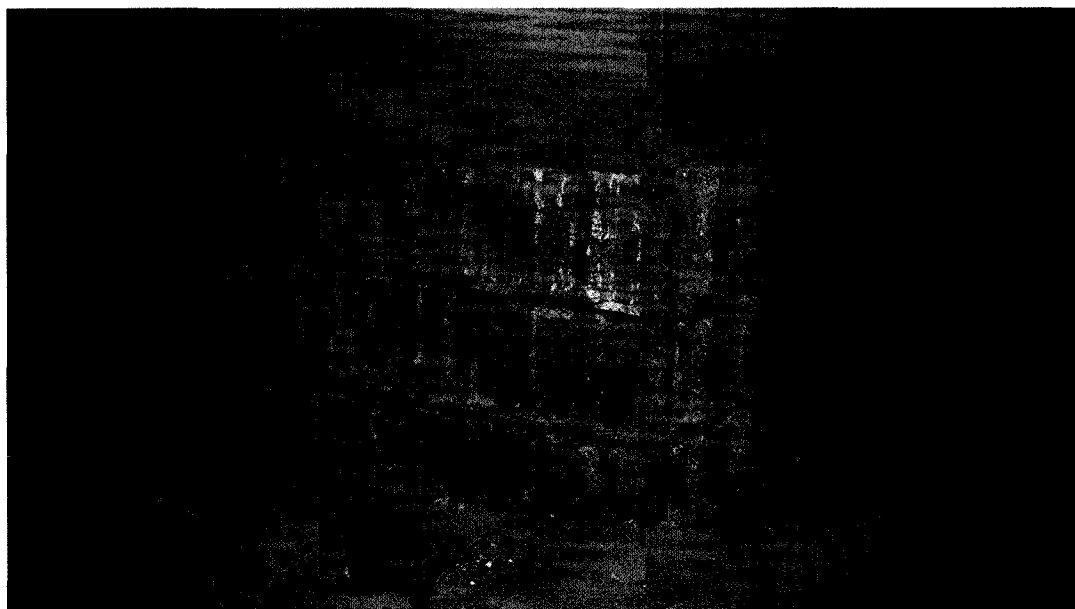
**Figure 5.14 : Dessin en coupe du pilier suite à la destruction à l'aide d'un marteau piqueur**

En regardant la figure précédente, on constate rapidement qu'une quantité importante de béton a été enlevée. Par contre, si l'on se concentre sur le cœur de la colonne, c'est-à-dire le béton à l'intérieur des armatures, la perte est moins significative. Cette perte structurale est estimée à environ 15 % en termes de section efficace. Par contre, cette valeur devrait être majorée en raison de la fissuration et de l'endommagement engendré par l'utilisation d'un marteau piqueur. En effet, il a été démontré (Habel, 2004) que l'utilisation d'un marteau piqueur engendre une fissuration importante de quelques millimètres de profondeur dans le béton. En ce sens, l'utilisation en chantier de l'hydro-démolition pour les derniers millimètres de l'enlèvement du béton d'enrobage pourrait s'avérer bénéfique mais dans un laboratoire de recherche, cette solution n'était pas idéale en raison l'environnement particulier d'un tel laboratoire. C'est une notion qui devra être étudiée plus attentivement pour s'assurer de connaître la capacité portante en compression d'un pilier abîmé par une démolition au marteau piqueur. Toutefois, dans un contexte de travail et d'application de la technique, une diminution de la résistance aux charges normales n'est pas dramatique si cette situation ne perdure trop longtemps. Une fois la pile réparée, la capacité axiale devrait être supérieure avec la réparation en BFUP.

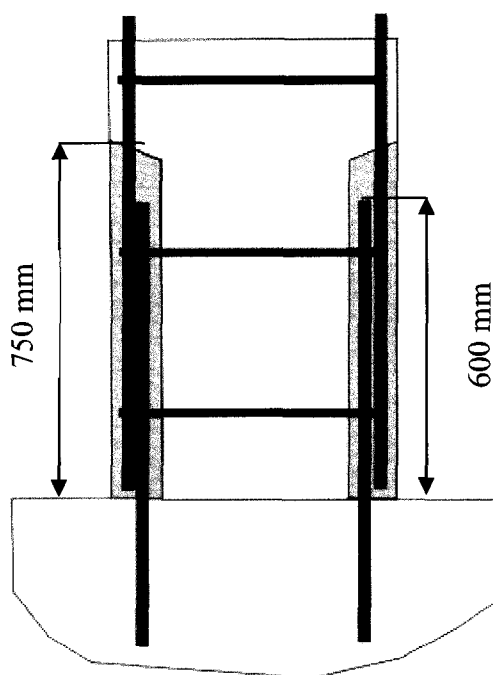
Si cette diminution de capacité axiale pendant la réparation était trop importante pour un ouvrage spécifique, il pourrait être possible de procéder par étape. Par exemple, en

détruisant le béton de recouvrement sur les côtés et couler le BFUP à ces endroits avant de procéder aux faces longues. Cette observation pourrait aussi servir si on souhaitait démolir le béton existant plus profondément.

Maintenant, il faut s'attarder au choix de la hauteur de la réparation. Cette hauteur doit, bien entendu, être au moins aussi grande que la longueur du chevauchement, soit 600 mm. Toutefois on considère qu'il y a des avantages à effectuer une réparation sur une longueur plus importante que seulement celle du chevauchement. Premièrement, étant donné que la fin du chevauchement représente déjà une zone névralgique puisque c'est l'extrémité du cheminement des efforts de traction, il est préférable de ne pas créer un autre joint froid au même endroit. Cette longueur étant déjà très courte, ce n'est vraisemblablement pas souhaitable. La hauteur de réparation a donc été fixée à 750 mm mesuré à partir de la base. On peut voir sur la figure 5.15 la hauteur de réparation après avoir enlevé les panneaux de polystyrène mais avant la démolition à l'aide du marteau piqueur. La figure 5.16 présente les dimensions de la zone réparée alors que la figure 5.17 montre la pile une fois le béton enlevé.



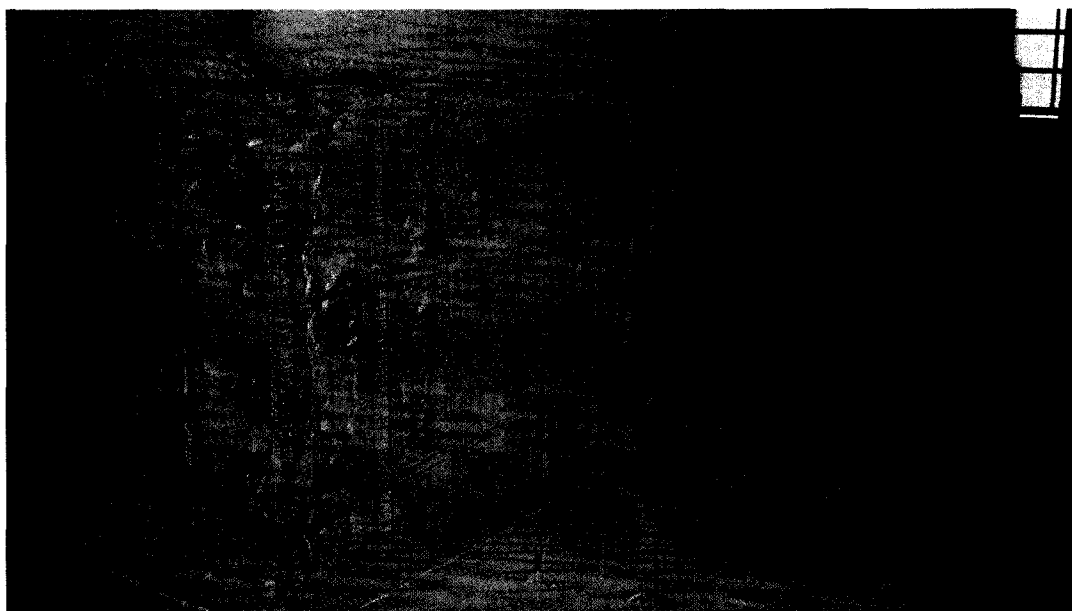
**Figure 5.15 : Photo du pilier suite au retrait des panneaux de polystyrène**



**Figure 5.16 : Schéma en coupe de la réparation**

La prochaine étape de la réparation était de concevoir des coffrages permettant de couler le BFUP de réparation jusqu'au haut de la réparation. Comme il est démontré sur la figure 5.16, il a été décidé de ne pas utiliser de surépaisseur dans la zone réparée. Il aurait été beaucoup plus facile pour la réalisation des coffrages et de la coulée d'utiliser une surépaisseur et d'un point de vue performance, cette épaisseur de recouvrement supplémentaire pourrait être bénéfique. Par contre, quelques facteurs ont fait pencher la balance en faveur d'un design de la même épaisseur que le spécimen de référence. Premièrement, une épaisseur identique assure une comparaison directe et non biaisée avec le spécimen de référence. Deuxièmement, il faut remarquer qu'une surépaisseur aurait augmenté l'inertie. Or, sous l'effet d'un séisme, l'augmentation de l'inertie diminue la période, ce qui conduit à une augmentation des efforts sismiques. Finalement, les performances préalables observées pour le BFUP ont été assez convaincantes pour penser qu'une surépaisseur serait peut-être superflue d'un point de vue des performances recherchées.

Tel que mentionné précédemment, cette réparation de même épaisseur a entraîné quelques complications. Afin d'assurer une coulée uniforme et pour bien remplir l'espace, des chutes à béton inclinées, montrées à la figure 5.18, ont été utilisées autour du pilier. En remplissant ces chutes lors de la coulée et en vibrant les coffrages, on a pu s'assurer, grâce à la gravité, que la cavité était remplie.



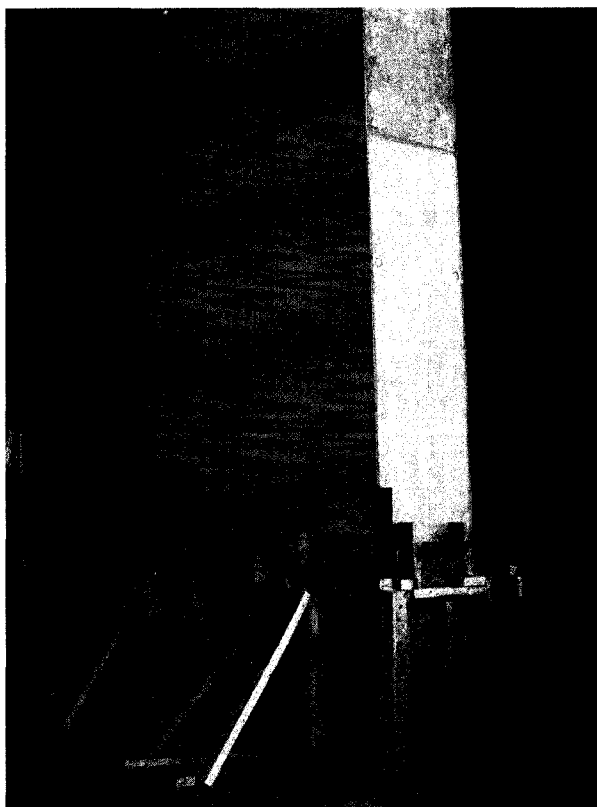
**Figure 5.17 : Zone à réparer une fois la démolition terminée**





**Figure 5.18 : Vue de deux chutes à béton sur une des façades du pilier**

La fabrication des coffrages pour le deuxième pilier a été facilitée par la réutilisation des coffrages de semelles. Toutefois, on a dû leur ajouter des chutes à béton, afin de rendre possible la coulée. L'ensemble des coffrages est présenté à la figure 5.19. À la fin de la coulée, une plaque en métal mince tel que présenté sur la figure 5.20 a été descendue dans le béton remplissant la chute pour la couper l'excédent et assurer une finition acceptable.

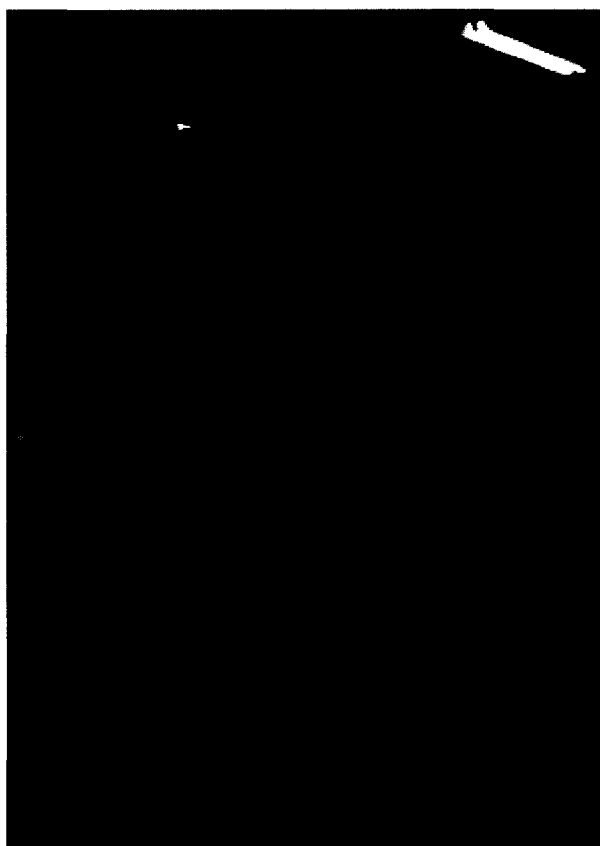


**Figure 5.19 : Montage final des coffrages pour la coulée**



**Figure 5.20 : Chute à béton avec la tranche pour la finition**

Quant au béton de réparation, le mélange utilisé est celui présenté au troisième chapitre de ce mémoire, soit le BFUP de 130 MPa. Le mélange a été réalisé dans le malaxeur du laboratoire de béton de l'École Polytechnique de Montréal. Ce malaxeur Eirich R09T de  $0,15 \text{ m}^3$ , présenté à la figure 5.21, permet de faire des mélanges de 100 litres de BFUP, c'est-à-dire  $0,1 \text{ m}^3$ . Étant donné que le volume de béton à couler a été estimé à 425 litres en incluant les pertes et que des cylindres de caractérisation ont été prélevés à chaque mélange, cinq gâchées de 100 litres se sont avérées nécessaires.



**Figure 5.21 : Malaxeur R09T**

Étant donné que le pilier et le malaxeur étaient situés dans des salles différentes, il a fallu trouver une méthode efficace pour récupérer le béton fluide du malaxeur et le couler dans les coffrages. La méthode choisie permettait un nombre restreint de manipulations et une facilité de réalisation. Pour ce faire, on devait vider le contenu du

malaxeur dans des seaux de 15 litres et les transporter sur des chariots roulants jusqu'au pilier où les seaux ont servi à verser le béton dans les coffrages. La figure 5.22 présente le remplissage des coffrages. La fluidité intrinsèque du matériau assurait un placement uniforme dans les coffrages. Par mesure de précaution, deux vibrateurs externes ont été installés sur les grandes faces du pilier, tel que présenté à la figure 5.23.



**Figure 5.22 : Le BFUP est mis en place à l'aide de la chute à béton**



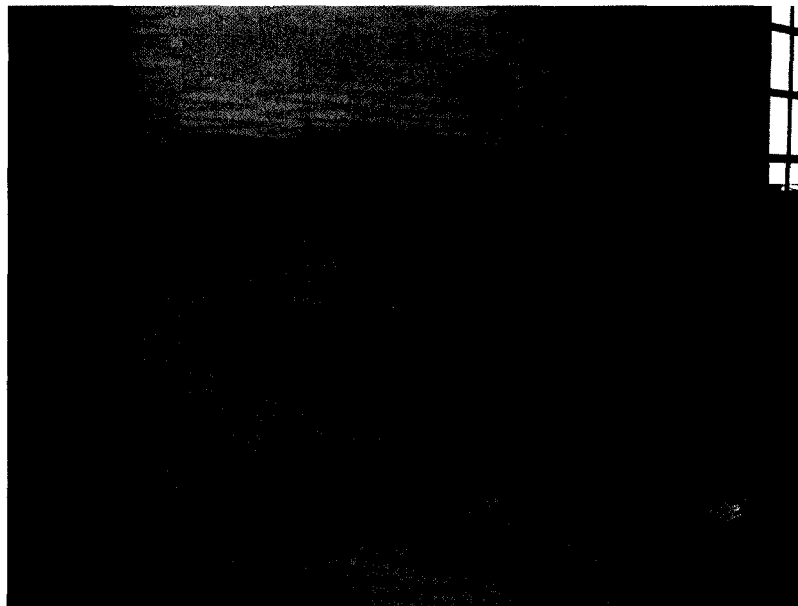
**Figure 5.23 : Vibrateur externe installé sur le coffrage**

L'utilisation d'un malaxeur de 100 litres a entraîné un inconvénient non négligeable : la nécessité de procéder à plusieurs coulées successives et donc d'avoir quelques périodes d'attente. Pour réduire l'impact de ces moments d'attente, la coulée a été effectuée stratégiquement en versant le contenu d'un seau dans une chute avant de passer à l'autre chute pour y déverser un autre seau. De cette façon, on assurait une certaine uniformité lors de la coulée. Aussi, les matériaux constitutifs des mélanges avaient été préparés préalablement afin de réduire le temps d'attente. Malgré ces précautions, les temps de malaxage et de préparation étaient plus importants que le temps de mise en place si bien qu'il y a eu entre chaque coulée une vingtaine de minutes d'attente.

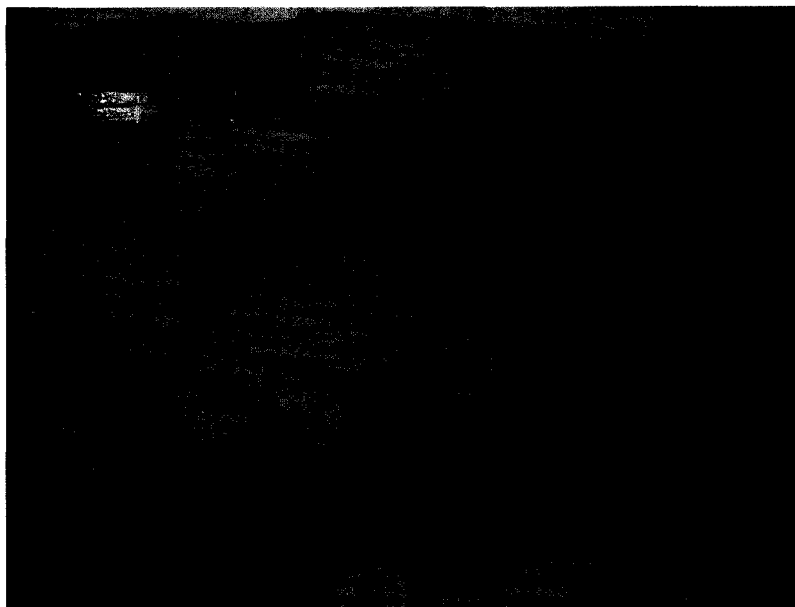
La coulée s'est toutefois très bien déroulée et le tout s'est terminé en trois heures. Cinq gâchées ont été préparées, mises en place et des cylindres de caractérisation ont été prélevés dans chacun d'eux. Une cure humide a été effectuée. Les coffrages ont été laissés en place durant 7 jours pendant lesquels ils ont été arrosés. Cette cure n'a cependant pas été optimale puisque la coulée s'étant déroulée un jeudi, les coffrages n'ont pas été humidifiés le deuxième et le troisième jour, le laboratoire étant fermé les

samedis et dimanches. C'est une période cruciale pour la formation du retrait de séchage et ce manque s'est reflété lors du décoffrage.

Ainsi, au moment du décoffrage, la première constatation, présentée à la figure 5.24, était que le béton s'était bien réparti et que l'on ne retrouvait pas de vides apparents ou des endroits non bétonnés. Par contre, des fissures de retrait assez importantes ont été vite repérées comme on le voit sur la figure 5.25.



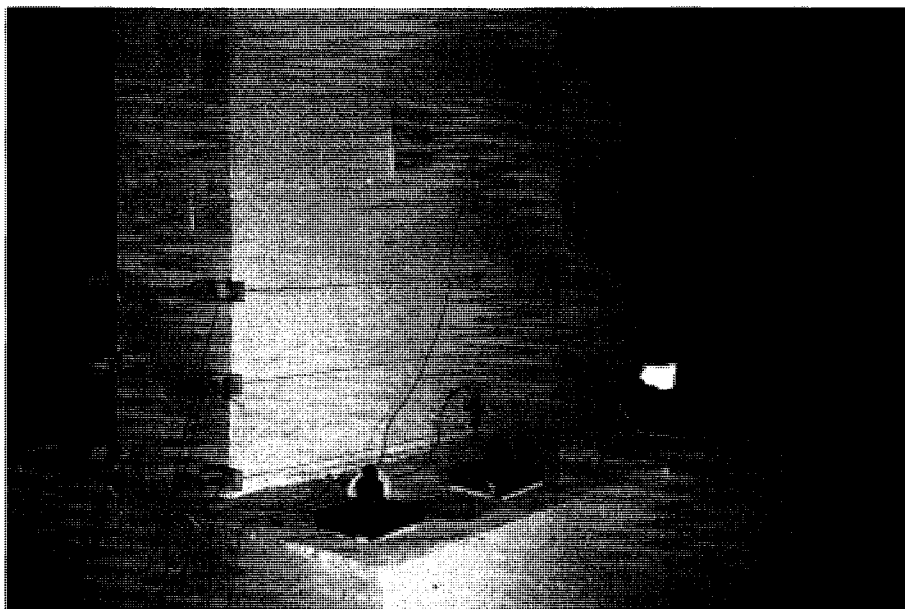
**Figure 5.24 : Chemisage en BFUP suite au décoffrage**



**Figure 5.25 : Fissures de retrait tracées en rouge**

Lors du retrait des coffrages, on a pu observer quatre fissures de retrait horizontales, également espacées, sur chacune des faces du pilier. Elles correspondent aux joints entre les différentes coulées, puisque le temps d'attente a entraîné le durcissement de la couche supérieure du BFUP. Il n'y a pas de fissures de retrait verticales, si ce n'est que de deux fissures très fines dans le haut de la réparation. Il est aussi probable que la cure non optimale ait joué un rôle aggravant, mais ce n'est certainement pas la raison déterminante. Le même raisonnement peut être appliqué au niveau du mélange lui-même qui, tel que discuté au troisième chapitre, aurait pu être mieux adapté pour présenter moins de retrait.

Malgré la présence de ces fissures, la qualité de la réparation est jugée satisfaisante. La cavité à réparer semble avoir été bien remplie. Afin d'améliorer l'esthétique de la réparation, une meule a été passée sur les coins. Il est donc maintenant possible d'affirmer qu'une telle réparation peut s'effectuer en chantier. D'autant plus, qu'avec un camion malaxeur contenant tout le BFUP de réparation, il serait possible de minimiser les fissures associées aux joints de coulées. Le pilier complété est présenté à la figure 5.26.



**Figure 5.26 : Apparence finale du pilier réparé peint**

## **5.5 Montage et protocole expérimental**

### **5.5.1 Protocole expérimental**

Les deux piliers ont été soumis à un protocole de chargement statique-cyclique identique qui permet une comparaison des résultats. Le principe de l'essai statique-cyclique est de simuler un séisme à l'aide de sollicitations cycliques très lentes, d'amplitudes fixées mais croissantes. Cette technique permet de porter une attention particulière au comportement non-linéaire du pilier étant donné la lenteur des mouvements et la possibilité d'arrêter l'essai à tout moment sans en modifier le résultat. Ce type d'essai comporte toutefois l'inconvénient de ne pas représenter une sollicitation sismique réelle. Une sollicitation sismique est caractérisée, entre autres, par une très grande vitesse de chargement. En effet, un séisme ne dure que quelques secondes alors qu'un essai



statique-cyclique s'étend sur plusieurs heures, voire plusieurs jours. Cette différence peut certainement influencer les résultats si les matériaux sont plutôt sensibles aux effets dynamiques ou différés. Le béton armé est un matériau qui, bien qu'il n'y soit pas insensible, n'est que légèrement influencé par les vitesses de chargements variables. L'objectif d'un tel type d'essai est d'amener graduellement les piliers étudiés dans le domaine non-linéaire jusqu'à la rupture ou la fin du protocole de chargement. L'aspect cyclique, pour sa part, modifie la réponse de l'élément stimulé en fonction de l'endommagement cumulatif.

Dans le cadre de ce mémoire, le protocole de chargement utilisé pour réaliser les essais a été établi dans le but premier de mieux simuler les séismes de l'est de l'Amérique du Nord. Plusieurs cycles à faibles déplacements ont donc été réalisés avant d'en arriver aux plus grandes déformations qui sont beaucoup moins fréquentes dans l'est en raison de la géologie et de la nature sismique de cette région. Ce protocole de chargement se base sur la ductilité en déplacement, tel qu'expliqué au deuxième chapitre. Le chargement cyclique est présenté à la figure 5.27.

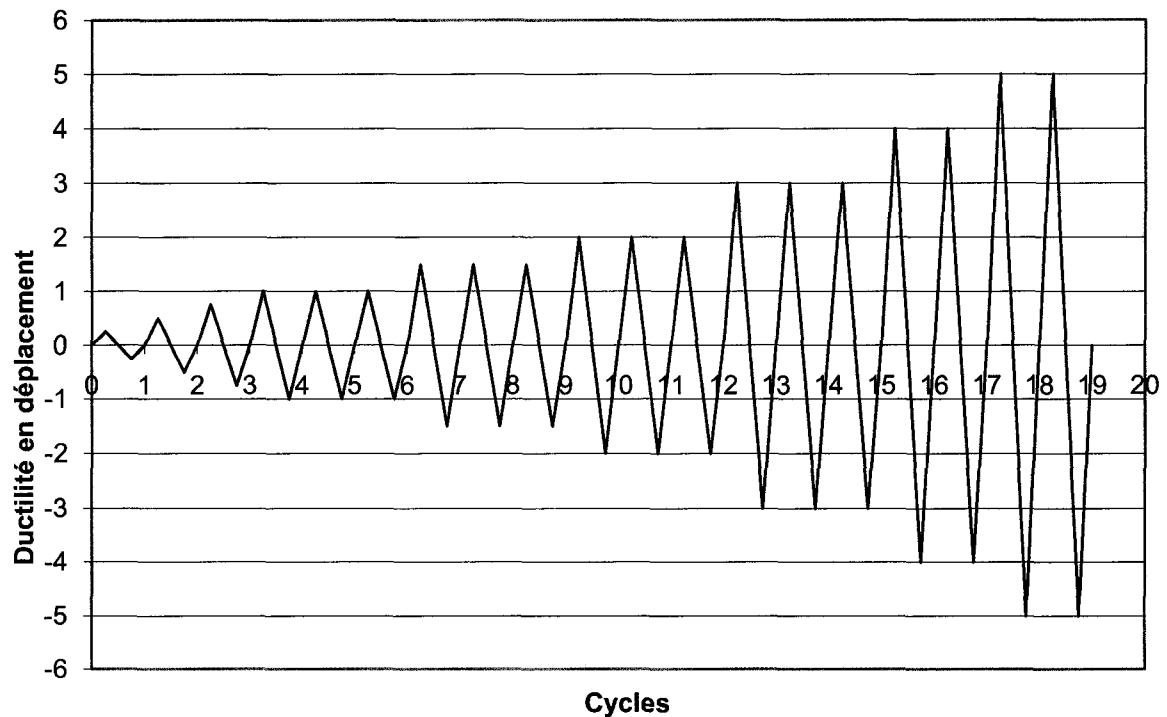


Figure 5.27 : Protocole de chargement cyclique utilisé pour les essais

Le chargement est divisé en trois étapes.

1. Les premiers cycles, réalisés à vitesse très faible de 0,1 mm/s, permettent de voir facilement sur la courbe force déplacement, la rigidité élastique de la structure et de la comparer avec les résultats théoriques. En effet, à la fin de cette étape, le déplacement au point de chargement à plastification, correspondant à  $\mu = 1,0$ , est déterminé. La vitesse est exagérément lente et elle a été choisie pour permettre de faire des ajustements, si nécessaire, au protocole de chargement.
2. La deuxième étape débute à la fin du quatrième cycle, c'est-à-dire après le premier cycle au déplacement de plastification. Cette étape permet ainsi de répéter deux autres cycles au déplacement de plastification avant de réaliser trois cycles à  $\mu = 1,5$ ,  $\mu = 2,0$  et  $\mu = 3,0$ . Cette étape se déroule à une vitesse un peu plus importante, soit 0,5 mm/s. Ces cycles sont le cœur du protocole de

recherche, puisque, tel que mentionné précédemment, ces ductilités sont plus fréquentes et plus à risque pour l'est du Canada.

3. La dernière étape a pour but de pousser la structure vers de grands déplacements avec deux cycles pour chacune des ductilités  $\mu = 4,0$  et  $\mu = 5,0$ . Cette fois, la vitesse est quadruplée et passe à 2 mm/s. Cette étape permet la comparaison des résultats avec des piliers testés un peu partout dans le monde.

En observant le graphique du protocole de chargement à la figure 5.27, on remarque la grande quantité de cycles successifs. Sachant qu'à chaque cycle, particulièrement dans le domaine non-linéaire, la structure est abîmée, on peut s'attendre à ce qu'il y ait une perte de capacité portante et de rigidité à chaque cycle. Tous les chargements sont contrôlés en déplacement ce qui assure une sécurité accrue advenant une rupture fragile. C'est pourquoi il importe de bien déterminer le déplacement au point de chargement permettant d'atteindre la limite élastique du système. Ce point est approfondi à la section 5.6.

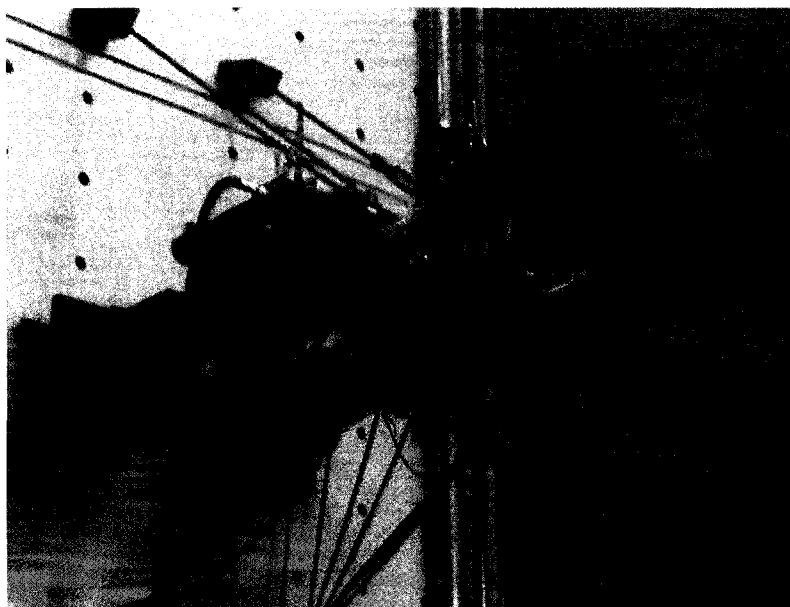
Il est important de noter qu'un avantage substantiel d'un essai statique est la possibilité de faire une pause pour faire des observations. Deux fois par cycle, soit à chaque déplacement maximal absolu, le chargement est arrêté et le pilier est observé. C'est à ce moment que les fissures sont tracées directement sur le pilier, à l'aide d'un crayon feutre, et leur ouverture mesurée. Durant cette pause, des photos sont prises sur la face en traction. Ces photos permettent ensuite de visualiser le cheminement de la fissuration.

### 5.5.2 Montage expérimental

Cet essai est réalisé à l'aide de deux vérins MTS 1000 kN d'une course totale de 500 mm. Deux vérins ont été utilisés pour les essais afin d'éliminer les problèmes de rotation des piliers lorsque mis en charge. Les deux vérins seront contrôlés en utilisant la

moyenne de leur déplacement respectif. La charge totale dans la structure équivaut alors à la somme de la charge des deux vérins, pas nécessairement identique, surtout lorsque la structure aura atteint le domaine plastique.

Les deux vérins sont ancrés dans le mur de réaction à l'aide de deux barres Dywidag précontraintes par post tension à 300 kN par barre comme le présente la figure 5.28. Cette précontrainte assure le maintien d'une force de compression pour éviter que les vérins ne décollent du mur et, par le fait même, viennent modifier les déplacements. Ainsi, la force totale de précontrainte dans les barres est supérieure à la force maximale appliquée au pilier. La semelle du pilier est attachée à la dalle selon le même principe, mais cette fois, huit barres Dywidag permettent l'ancrage de la semelle. Les vérins ayant des rotules aux deux extrémités, il a fallu apporter du support au corps des vérins, afin qu'ils se maintiennent à l'horizontal. Une chaîne placée à angle et ancrée dans le mur de réaction a permis de soutenir le vérin une fois la rotule libérée. Ce montage est présenté à la figure 5.28.



**Figure 5.28 : Ancrage et support des vérins**

Dans le but d'optimiser la course du vérin au maximum et d'assurer un déplacement identique aux deux extrémités d'un cycle, il fallait débiter l'essai à mi-course des vérins. Pour y arriver, il a fallu installer une cale permettant d'éloigner le vérin du mur de réaction. Cette cale a été fabriquée à l'aide de deux HSS soudés à deux plaques tel que présenté à la figure 5.29.



**Figure 5.29 : Cale permettant de débiter l'essai à mi-course**

La dernière étape importante du montage expérimental était d'attacher les vérins au pilier (figure 5.30). Pour réaliser cet ancrage, des trous ont été fabriqués pendant la coulée des spécimens à l'aide de tuyaux de PVC permettant de faire passer les barres Dywidag à travers le pilier. Les vérins ont donc été mis en contact avec la surface du pilier, les barres, installées et une plaque de métal, mise sur l'autre face afin de permettre aux vérins de tirer sur le pilier. Les barres ont une fois de plus été mises en tension avec une force supérieure à la force appliquée par les vérins.



Figure 5.30 : Un des vérins est attaché au pilier

Une fois ces étapes terminées, le pilier était en place, bien ancré dans la dalle et les vérins, installés et fonctionnels. Il fallait maintenant concevoir et installer l'instrumentation et les systèmes d'acquisitions.

### 5.5.3 Instrumentation

Dans le but de suivre le comportement du pilier pendant le chargement, notamment mesurer les forces, les déplacements et les déformations, différents appareils de mesure ont été installés sur les spécimens. Les deux principaux instruments utilisés pour mesurer ces inconnus sont les jauges électriques de déformation ainsi que les LVDT ou les potentiomètres.

Lors de la fabrication des semelles, six barres d'ancrage avec crochets avaient été instrumentées à l'aide de jauges électriques de déformation. Deux jauges ont été installées par barre suivant une procédure standardisée afin d'assurer une bonne adhérence entre la jauge et l'acier de la barre. Ce détail est primordial puisque c'est la

déformation du circuit électrique de la jauge qui permet de lire une déformation. La jauge doit donc être parfaitement solidaire de la barre d'armature. Des fils électriques sont ensuite soudés au terminal des jauges pour rejoindre l'ordinateur d'acquisition qui convertit le signal électrique. Il y a donc six barres instrumentées par semelle, trois pour chaque façade. Dans la présentation des résultats, seulement la moyenne des déformations des barres sera présentée. Un tel agencement permet de vérifier l'uniformité des efforts et d'avoir de la redondance advenant la perte d'une ou de plusieurs jauges. Les barres 1, 2 et 3 sont localisées sur une longue face alors que les barres 4, 5 et 6 sont localisées sur l'autre face.

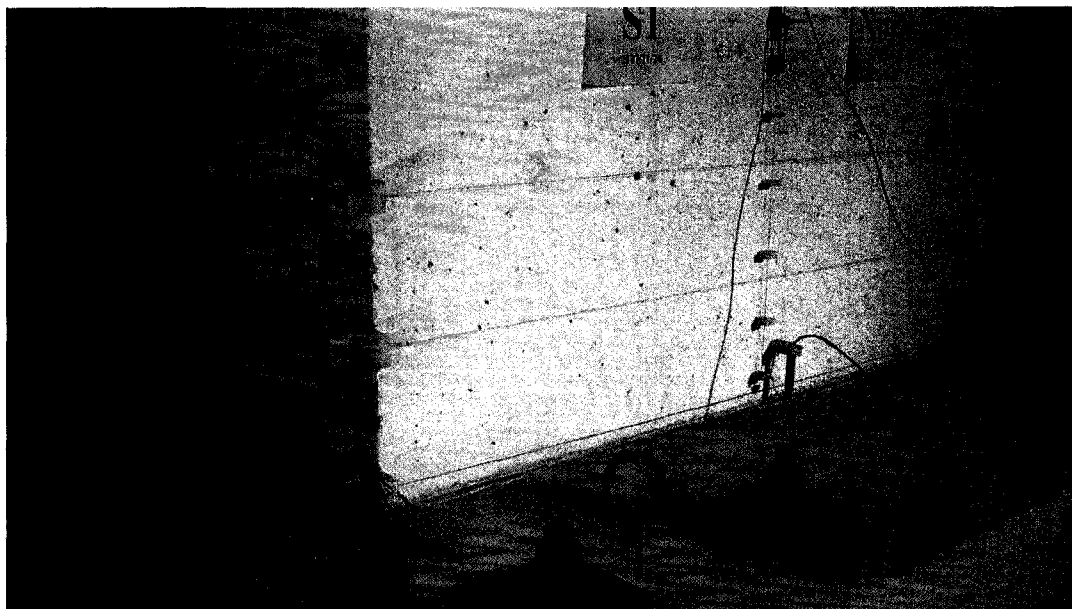
Les potentiomètres et LVDT sont des instruments de mesure électrique qui permettent de transformer une mesure de déplacement mécanique en un signal électrique pouvant être lu et reconverti par l'ordinateur. C'est la mesure de la variation de la résistivité électrique de l'instrument qui permet de connaître précisément le déplacement. Plusieurs mesures de déplacement nécessitaient l'utilisation de LVDT dans le cadre de ce projet. On peut regrouper ces mesures en quelques catégories : les mesures de la fissuration, les mesures de la courbure, les mesures de la flèche et les mesures des mouvements verticaux. Le tableau 5.1 présente les instruments utilisés pour chaque mesure, ainsi que leur nom respectif.

**Tableau 5.1 : Instrumentations pour les piliers**

Mesures	Instrumentations	Noms
Flèches	Potentiomètre à corde 630 mm	Flèche
	LVDT 5 mm	Mouvement semelle
Fissuration verticale	LVDT 15 mm	FNB – Fissures Nord Bas
		FSB – Fissures Sud Bas
		FEB – Fissures Est Bas
		FOB – Fissures Ouest Bas
	LVDT 5 mm	FNM – Fissures Nord Milieu
		FNH – Fissures Nord Haut
		FSM – Fissures Sud Milieu
		FSH – Fissures Sud Haut
		FEM – Fissures Est Milieu
		FEH – Fissures Est Haut
		FOM – Fissures Ouest Milieu
		FOH – Fissures Ouest Haut
Courbure	LVDT 15 mm	CN – Courbure Nord
		CS – Courbure Sud
Mouvement Verticaux	LVDT 15 mm	ZN – Zéro Nord
		ZS – Zéro Sud

Au premier coup d’œil, il est possible de constater qu’il y a plusieurs instruments de mesure, dont une douzaine seulement pour la fissuration verticale. L’objectif visé par ces douze LVDT est de mesurer la fissuration de fendage sur chaque face, et ce, à trois hauteurs différentes. Sur une face, le LVDT posé le plus bas, ayant une course de 15 mm, est installé horizontalement à une distance de 50 mm de la semelle. Les deux autres LVDT installés sur cette même face, qui mesurent eux aussi l’ouverture des fissures de fendage, ont des plages de mesure de 5 mm et sont posés respectivement à 300 mm et 550 mm de la semelle. Étant donné la longueur importante à couvrir pour mesurer la déformation sur les faces du pilier, des cordes ont été attachées au bout des LVDT à l’aide de pièces en U de manière à rejoindre l’autre extrémité de la face. Des supports en plastique ont été fabriqués pour tenir les LVDT et ancrer les cordes. La figure 5.31 présente ces installations.





**Figure 5.31 : Instrumentation installée sur le pilier**

Sur cette figure, on distingue facilement six LVDT mesurant la fissuration de fendage, soit ceux des côtés nord et est. On remarque aussi la présence des cordes et des supports en plastique blancs. Au haut de la photo, entre les deux affiches, on retrouve le LVDT permettant de mesurer la courbure du côté nord, CN, et plus bas, le LVDT du zéro vertical, ZN. Les supports dans les coins sont attachés au pilier à l'aide d'ancrage dans le béton et de tiges filetées alors que ceux pour CN et ZN sont collés à la paroi. Des instruments identiques ont été installés sur les faces sud et ouest.

#### 5.5.4 Traitement des données

L'instrumentation installée sur les piliers a pour but d'obtenir des données précises et permettre la comparaison des deux piliers. Les deux données les plus importantes à analyser, la charge et le déplacement au point d'application de la charge, ont été compilées directement à partir des données des vérins. Ces deux mesures ont permis de tracer l'hystérésis de la force nécessaire pour obtenir un déplacement. Ce graphique est

l'élément le plus important de cette recherche puisqu'il permet de voir en un coup d'œil la performance relative des deux piliers. Il est anticipé que les premiers cycles, avant la plastification, devraient être très semblables entre les deux piliers, alors que pour les déplacements non-linéaires, des différences importantes devraient apparaître.

Des données importantes proviennent aussi des observations visuelles de la fissuration. Les photos prises durant l'essai, combinées au marquage des fissures et aux observations, sont primordiales à l'interprétation des résultats numériques. Grâce aux photographies, le cheminement de la fissuration et de l'intégralité du couvert de béton a pu être suivi. Les LVDT permettent de connaître précisément l'ouverture totale des fissures sur les faces du pilier.

### 5.5.5 Propriétés des matériaux utilisés

De manière à retrouver aisément les caractéristiques et propriétés des différents matériaux utilisés dans la construction des piliers, elles ont été rassemblées au tableau 5.2. Pour les bétons, les propriétés ont été mesurées à 28 jours sauf lorsqu'il y a une indication contraire.

**Tableau 5.2 : Récapitulatif des propriétés des matériaux**

<b>Matériaux</b>	<b>Propriétés</b>	<b>Pilier référence S1</b>	<b>Pilier réhabilité S2</b>
<b>Béton du pilier</b>	$f'_c$ [MPa]	39,3 à 53 jours	31,0
	E [MPa]	28 260 à 53 jours	24 940
<b>Béton de réparation</b>	$f'_c$ [MPa]	N/A	127,8
	E [MPa]	N/A	33 400
	Étalement [mm]	N/A	700
<b>Armatures d'ancrage de la semelle</b>	$f_y$ [MPa]	535	
	E [MPa]	205 840	
<b>Béton de la semelle</b>	$f'_c$ [MPa]	43,0 à 105 jours (date de l'essai)	
	E [MPa]	24 820	

On remarque premièrement, dans le tableau 5.2, la différence entre le béton des piliers. Tel que mentionné précédemment, le béton de ces deux gâchées auraient dû être très similaire puisqu'il s'agit du même mélange. Toutefois, lors des coulées il était évident que les propriétés seraient différentes en raison de la grande différence de fluidité des matériaux. Il faut remarquer aussi que les résultats de ce béton pour le pilier S1 ont été mesurés à 53 jours et non à 28 jours comme ceux du pilier S2. Bien que cela ait probablement permis au béton d'atteindre une résistance un peu plus élevée, ce gain n'est pas du même ordre de grandeur que l'écart entre les deux bétons. Pour le BFUP de réparation, les résultats sont très similaires aux gâchées réalisées lors des étapes de caractérisation du matériau présentées au chapitre 3. Ceci démontre une matrice stable et un comportement rhéologique facile à reproduire. Les données pour les semelles sont identiques puisqu'elles ont été réalisées en même temps, à l'aide des mêmes matériaux. La figure 5.32 permet d'observer la courbe de caractérisation contraintes-déformations de l'acier d'armature des semelles en traction. Il est possible d'y voir clairement le plateau de plastification correspondant à  $f_y$ . La déformation correspondant au début de la plastification est d'environ  $2750 \mu\epsilon$ , ce qui n'est pas trop éloigné de la valeur théorique donnée par la relation  $\sigma = \epsilon E$ , soit  $2600 \mu\epsilon$ . La pente de la droite élastique représente le module élastique du matériau,  $E$ .

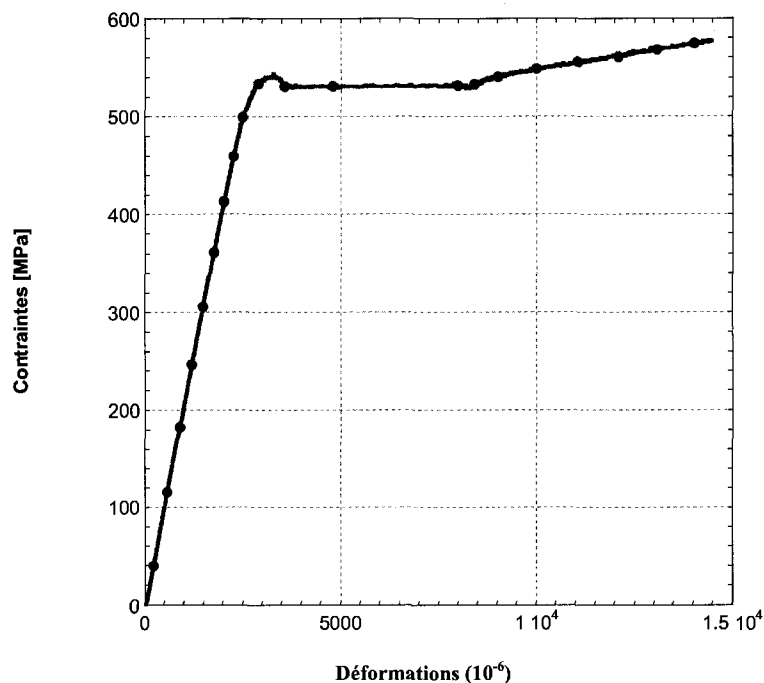


Figure 5.32 : Courbe contraintes-déformations pour l'acier d'armature instrumenté des semelles

## 5.6 Calculs théoriques de résistance

### 5.6.1 Résistance en flexion

Lors de la conception de la pile, il a fallu faire des calculs de flexion d'une poutre encastrée pour avoir une idée des résistances et des flèches. À mesure que le design du pilier évoluait, des calculs rapides étaient faits de manière à assurer une conception adéquate. C'est à l'aide d'un simple calcul de flexion que la quantité d'étriers à poser a été déterminée. Étant donné que le bras de levier entre les armatures d'ancrage de la semelle est plus faible, ces barres plastifient en premier. Ce sont dans ces dernières que la concentration des efforts est maximale. Ainsi, le calcul de la résistance flexionnelle à l'ultime doit s'effectuer à l'aide des barres chevauchées provenant de la semelle. Il est

aussi important de tenir compte des barres au milieu des côtés du pilier. L'application des règles de la norme canadienne de béton A23.3 sur les structures en béton (CSA, 2004) permet de calculer la résistance flexionnelle d'une pile rectangulaire avec armatures tendues et comprimées à l'aide de la formule 5-1. La figure 5.4 peut être consultée pour un aperçu des bras de levier utilisés.

$$M_r = \sum F_s d_s - C_c \frac{a}{2} \quad (5-1)$$

où

$$C_c = \phi_c \alpha_1 f'_c b a \quad (5-2)$$

$$F_s = \phi_s A_s f_s \quad (5-3)$$

$$f_s = 700 \frac{(d_s - c)}{c} \leq f_y ; \geq -f_y \quad (5-4)$$

$$a = \beta_1 c \quad (5-5)$$

Où

$A_s = A'_s = 12 \times 500 = 6000$	: Aire des aciers d'armatures ( $\text{mm}^2$ )
$A_{s \text{ centre}} = 2 \times 500 = 1000$	: Aire des aciers d'armatures au centre sur les côtés ( $\text{mm}^2$ )
$d_{\text{centre}} = 250$	: Distance des aciers d'une grande face aux aciers du centre (mm)
$d = 422,5$	: Profondeur des aciers comprimés (mm)
$h = 500$	: Largeur du spécimen (mm)
$d' = 77,5$	: $h - d$
$f_y = 535$	: Limite élastique des barres d'ancrage de la semelle (MPa)
$f'_c = 37$	: Limite élastique du béton de la pile en compression (MPa)

Le but de ce calcul étant de déterminer la résistance ultime du pilier (moment nominal), les facteurs de tenue de l'acier,  $\phi_s$ , et du béton,  $\phi_c$ , ont été pris égaux à 1,0. Le résultat du calcul manuel de résistance flexionnelle est donc :

$$M_{ult} = 1366 \text{ kNm}$$

### 5.6.2 Résistance en cisaillement

Le moment ultime calculé précédemment est ensuite utilisé pour déterminer la quantité d'étriers nécessaire à une résistance adéquate en cisaillement. La conception finale a déjà été présentée à la section 5.3.2 et les raisons de ce dimensionnement ont été exposées. Il a donc fallu calculer l'espacement vertical des rangs d'étriers. La valeur de 300 mm couramment utilisée dans les structures existantes avait été choisie et le calcul suivant permet de vérifier ce nombre. Il faut aussi noter que le moment nominal calculé précédemment a été multiplié par un facteur 1,3 pour obtenir le moment probable, qui tient compte de l'écrouissage des barres d'armatures et apporte un facteur de sécurité additionnel. Puisqu'il s'agit d'essais cycliques, il n'est pas sécuritaire d'inclure la composante de la résistance du béton en cisaillement,  $V_c$ , puisque ce dernier sera grandement fissuré pendant l'essai. La hauteur d'application de la charge mesurée sur le dessus de la semelle est de 4,17 mètres. La résistance à l'effort tranchant,  $V_r$ , doit être supérieure à  $V_f$  selon :

$$V_r \geq V_f = \frac{1,3M_{ult}}{4,17} \quad (5-8)$$

$$V_f = 426 \text{ kN}$$

Puisque l'on ne tient pas compte de l'apport de résistance du béton dans le calcul, il faut que les étriers reprennent tout l'effort tranchant.

$$V_r = V_s = \frac{\phi_s A_v f_y d_v}{s} \quad (5-9)$$

où

$f_y = 400$	: Limite élastique des aciers transversaux (MPa)
$A_v = 12 \times 100 = 1200$	: Aire des étriers – douze barres 10M qui traversent le pilier ( $\text{mm}^2$ ), voir figure 5.4.
$d = 420$	: Profondeur des aciers tendus (mm)
$d_v = 0,9d = 378$	: Profondeur efficace des étriers (mm)
$s = \text{à calculer}$	: Espacement vertical entre les étriers (mm)
$\phi_s = 0,9$	: Facteur de pondération de l'acier

$$s \leq \frac{\phi_s A_v f_y d_v}{V_f} \quad (5-10)$$

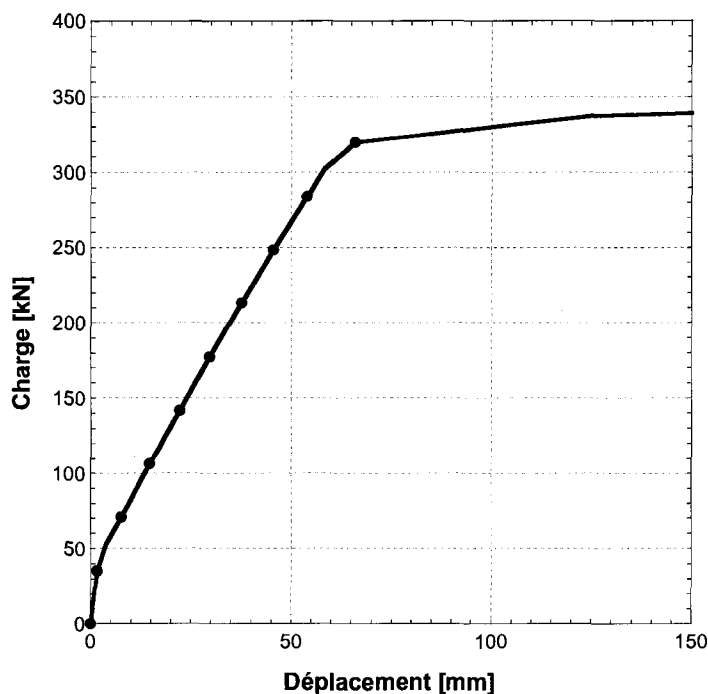
$$s \leq 383 \text{ mm}$$

Ainsi, la valeur de 300 mm choisie précédemment permet de résister adéquatement à l'effort tranchant.

### 5.6.3 Vérification à l'aide du logiciel RESPONSE 2000

La modélisation du pilier à l'aide de RESPONSE 2000 (Bentz, 1996) avait pour but de déterminer le déplacement à l'atteinte de la limite élastique et la rigidité de la pile. Ces résultats allaient ensuite servir à orienter le protocole de chargement et programmer les vérins pour réaliser l'essai. Ce logiciel, créé à l'Université de Toronto, permet d'obtenir les résultats de la modélisation d'un essai de flexion monotonique. Il requiert les propriétés usuelles des matériaux ( $f'_c$ ,  $f_y$ ,  $E$ , etc.), les dimensions de la section et la spécification des conditions d'appui. Pour simuler cet essai, une poutre en flexion, encastrée à une extrémité, a été utilisée et les mêmes propriétés que pour les calculs

manuels, c'est-à-dire celles correspondant aux armatures ancrées dans la semelle, ont été entrées dans le logiciel. La figure 5.33 présente le graphique du comportement du pilier S1 selon RESPONSE 2000.



**Figure 5.33 : Modélisation du comportement en flexion monotonique de S1 selon RESPONSE 2000**

Le graphique de la figure 5.33 a été utilisé pour estimer le déplacement causant la plastification, soit  $\mu = 1,0$ . L'intersection de la tangente de la rigidité fissurée et celle du plateau de plastification permet d'obtenir approximativement 57 mm. La figure 5.34 présente cette approximation graphique. Ce déplacement correspond à un chargement horizontal de 320 kN. Le moment à la base créé par ce chargement correspond à 1335 kNm. Ce moment correspond bien à celui calculé manuellement en 5.6.1, soit 1366 kNm.



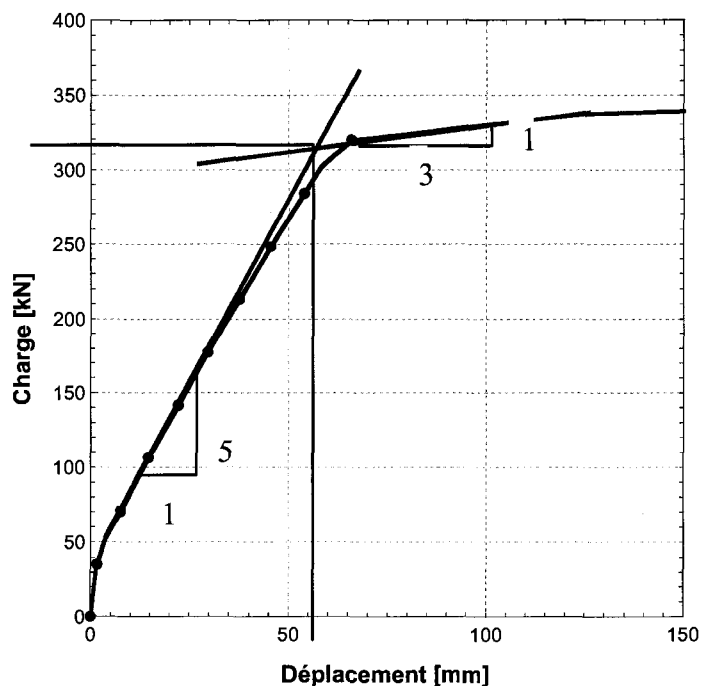


Figure 5.34 : Démonstration du choix du déplacement pour  $\mu = 1,0$

La valeur du déplacement à plastification déterminée peut toujours être modifiée si les premiers cycles présentent un comportement différent que celui présenté par cette courbe. Il faut toutefois prendre en considération que la sollicitation cyclique de l'essai entraîne de l'endommagement interne plus important qu'un simple essai monotonique. De plus, la rigidité non-fissurée qui correspond au tout début de la courbe, la partie la plus inclinée, n'apparaît seulement que lors du premier cycle puisque le déplacement spécifié est suffisant pour engendrer la fissuration en flexion du spécimen. Ainsi, les cycles précédant l'atteinte de la plastification devraient avoir une pente similaire à celle de l'inertie fissurée modélisée à l'aide de RESPONSE 2000.

## 5.7 Réalisation des essais

### 5.7.1 Pilier de référence (S1)

Le premier essai a été réalisé sur le pilier de référence. Cet essai sert dans un premier temps à établir un comparatif pour le pilier réhabilité mais, dans un deuxième temps, les résultats pourraient permettre de porter un jugement sur les performances sismiques attendues des piliers des ponts existants.

L'essai débute lentement avec des cycles complets à  $\mu = 0,25$ , à  $\mu = 0,5$  et à  $\mu = 0,75$ . Au cours de ces faibles sollicitations, les fissures de flexion apparaissent sur toute la hauteur du spécimen. La charge nécessaire pour atteindre chacun des déplacements spécifiés correspondait bien à la prédiction du logiciel RESPONSE 2000. Cette corrélation nous a permis d'utiliser une valeur du déplacement à plastification qui s'approche de celle donnée par le logiciel. Le chargement s'est donc poursuivi jusqu'à la plastification d'une première barre d'ancrage de la semelle, soit à un déplacement au niveau des vérins de 53 mm. La charge atteint alors 280 kN. Ce déplacement sera donc utilisé comme valeur de  $\Delta_y$  pour les deux spécimens. La figure 5.35 montre le graphique force-déplacement de l'essai après trois cycles complets à  $\mu = 1,0$ . Quant à la figure 5.36, elle présente l'état de la face sud au même moment. Les fissures de flexion, horizontales, ont été marquées en rouge alors que les fissures de fendage, verticales, sont en noir. Pour faciliter la visualisation de ces fissures sur la photo, des flèches pointent perpendiculairement aux fissures principales. Ainsi, une fissure verticale, de fendage, est identifiée à l'aide d'une flèche horizontale.

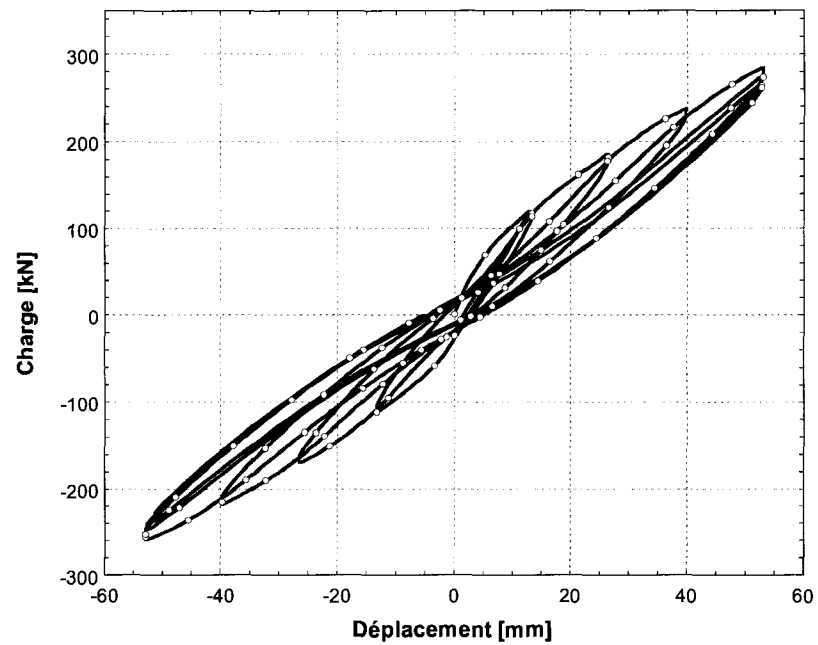


Figure 5.35 : Graphique force-déplacement après le 3<sup>e</sup> cycle à  $\mu = 1,0$

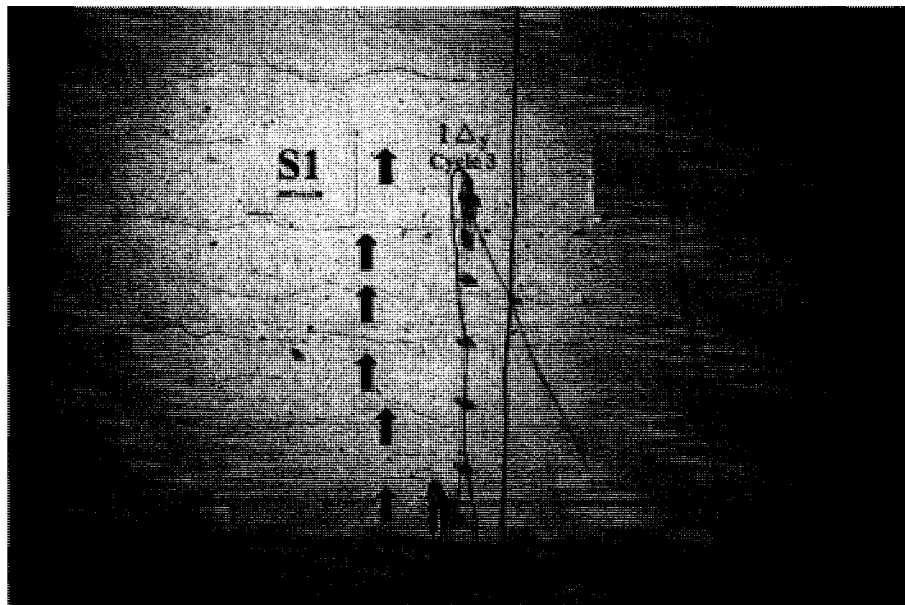
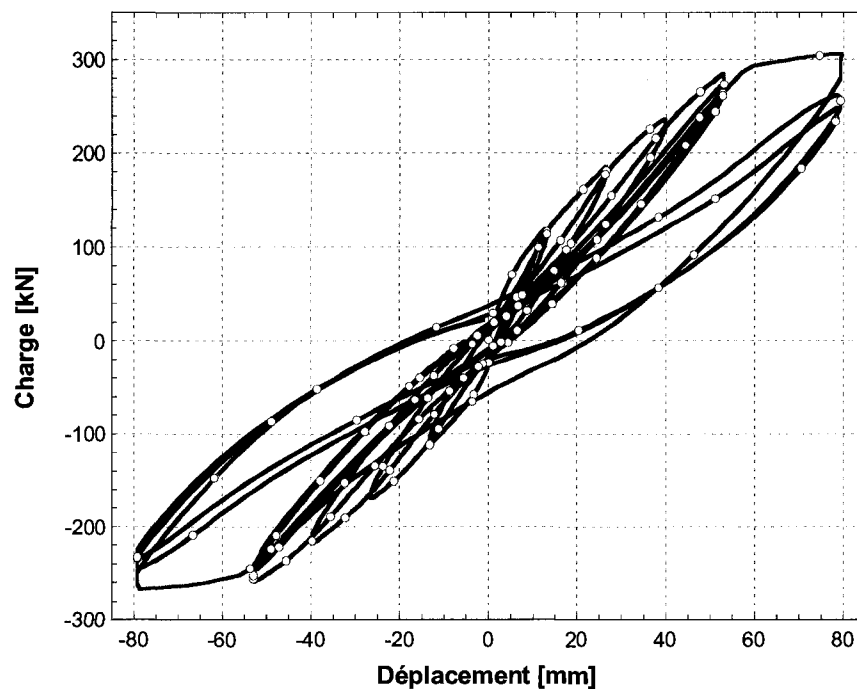


Figure 5.36 : Fissuration du côté sud du pilier S1 au troisième cycle de  $\mu = 1,0$

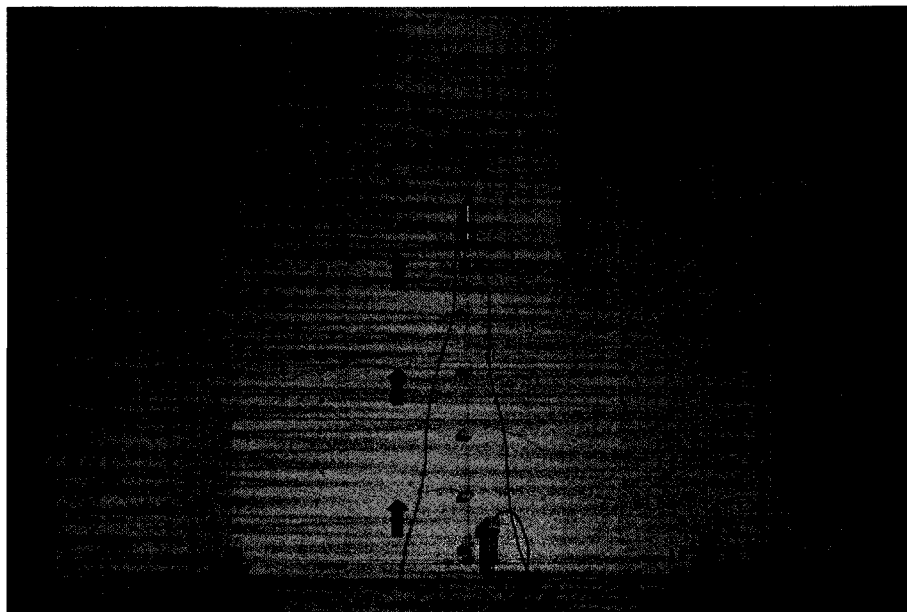
Sur la figure précédente, en plus de la fissuration de flexion normale et prévisible, il est possible de voir quelques fissures de fendage surtout sur les extrémités de la face. L'ouverture de ces dernières est toutefois minime, à un maximum d'environ 0,15 mm.

La poursuite du chargement vers  $\mu = 1,5$ , c'est-à-dire  $\Delta = 79,5$  mm, est un moment névralgique puisque l'on passe dans le domaine non-linéaire. Les trois cycles se succèdent et abîment grandement le pilier, et pas seulement de manière esthétique. En observant le graphique de la figure 5.37, on s'aperçoit que la charge, après avoir augmenté jusqu'à environ 305 kN, diminue significativement lors des cycles subséquents pour terminer à 240 kN. À l'autre extrémité du cycle, on observe sensiblement le même comportement sauf que la force appliquée est un peu moindre. Toutefois, comme la perte de charge est inférieure, à la fin du troisième cycle, les forces à appliquer pour obtenir un même déplacement, dans une direction ou l'autre, sont semblables. Ce même graphique permet aussi de voir le plateau caractéristique du domaine non-linéaire. D'après cette courbe, l'estimation du déplacement à plastification était donc près de la réalité.



**Figure 5.37 : Graphique charge-déplacement de S1 après trois cycles de  $\mu = 1,5$**

En observant la photographie de la face nord après le troisième cycle à ce déplacement sur la figure 5.38, on voit clairement l'augmentation du nombre et de l'ouverture des fissures de fendage. Déjà, à ce moment, il apparaît clair que les deux fissures aux extrémités de la face seront critiques. Leur ouverture atteint déjà 0,6 mm à certains endroits.



**Figure 5.38 : Fissuration du côté nord du pilier S1 au troisième cycle de  $\mu = 1,5$**

Le chargement est poursuivi jusqu'au prochain point d'arrêt,  $\mu = 2,0$ . Lors du premier cycle, le tracé de la courbe semble suivre celui des deux derniers cycles du plateau précédent et la charge atteint sensiblement le même maximum que le deuxième cycle de la sollicitation  $\mu = 1,5$ . Cette observation est aussi valide à l'opposé du cycle. Les deuxièmes et troisièmes cycles viennent prouver la faiblesse de cette conception lorsque sollicitée cycliquement et répétitivement puisqu'il y a une perte considérable de capacité portante. La pente de la courbe, qui représente la rigidité du spécimen, s'affaisse grandement et la force nécessaire à obtenir un déplacement spécifique diminue. Elle passe de 250 kN à 138 kN, du premier cycle au troisième cycle, ce qui correspond à une perte approximative de 40 %. La figure 5.39 présente le graphique charge-déplacement à ce point.

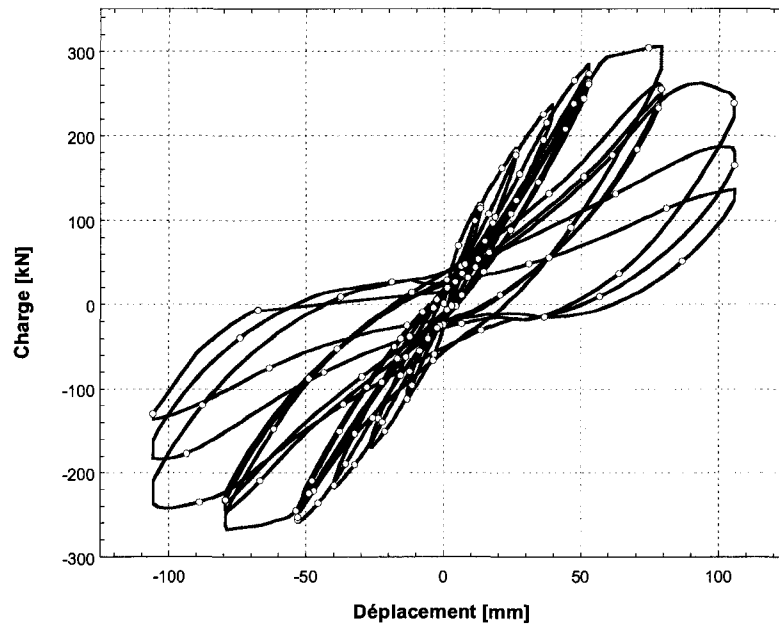
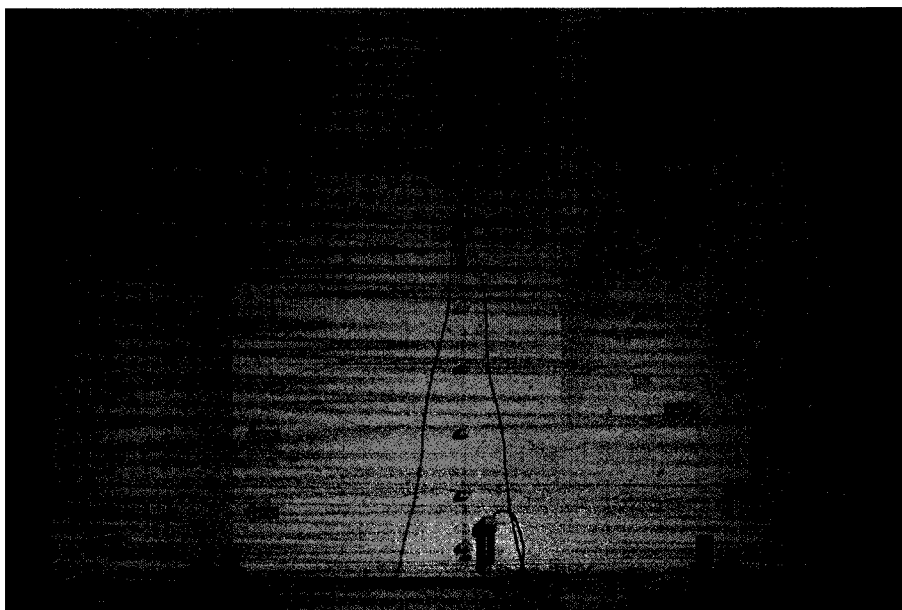
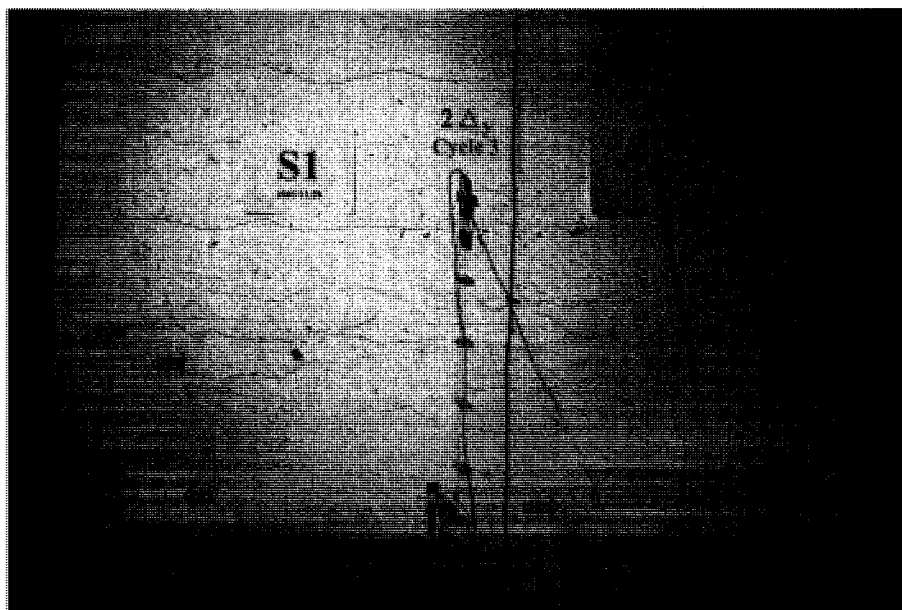


Figure 5.39 : Graphique charge-déplacement après trois cycles de  $\mu = 2,0$

L'observation des photographies prises aux déplacements maximums sur les faces du pilier permet de comprendre rapidement d'où provient cette perte de capacité portante. Comme il est possible de constater sur les figures 5.40 et 5.41, il y a de nombreuses fissures de fendage et ces fissures sont considérables près des coins du pilier. Ces derniers ont déjà commencé à s'effriter et par le fait même, à libérer certaines barres d'armature de leur ancrage. La figure 5.42 montre l'état du béton de recouvrement au même moment. Le côté ouest est en très mauvais état : la combinaison des fissures de fendage, de flexion et de cisaillement fait éclater le béton de recouvrement. Le côté est subit le même sort, mais la sévérité de la dégradation est moindre.

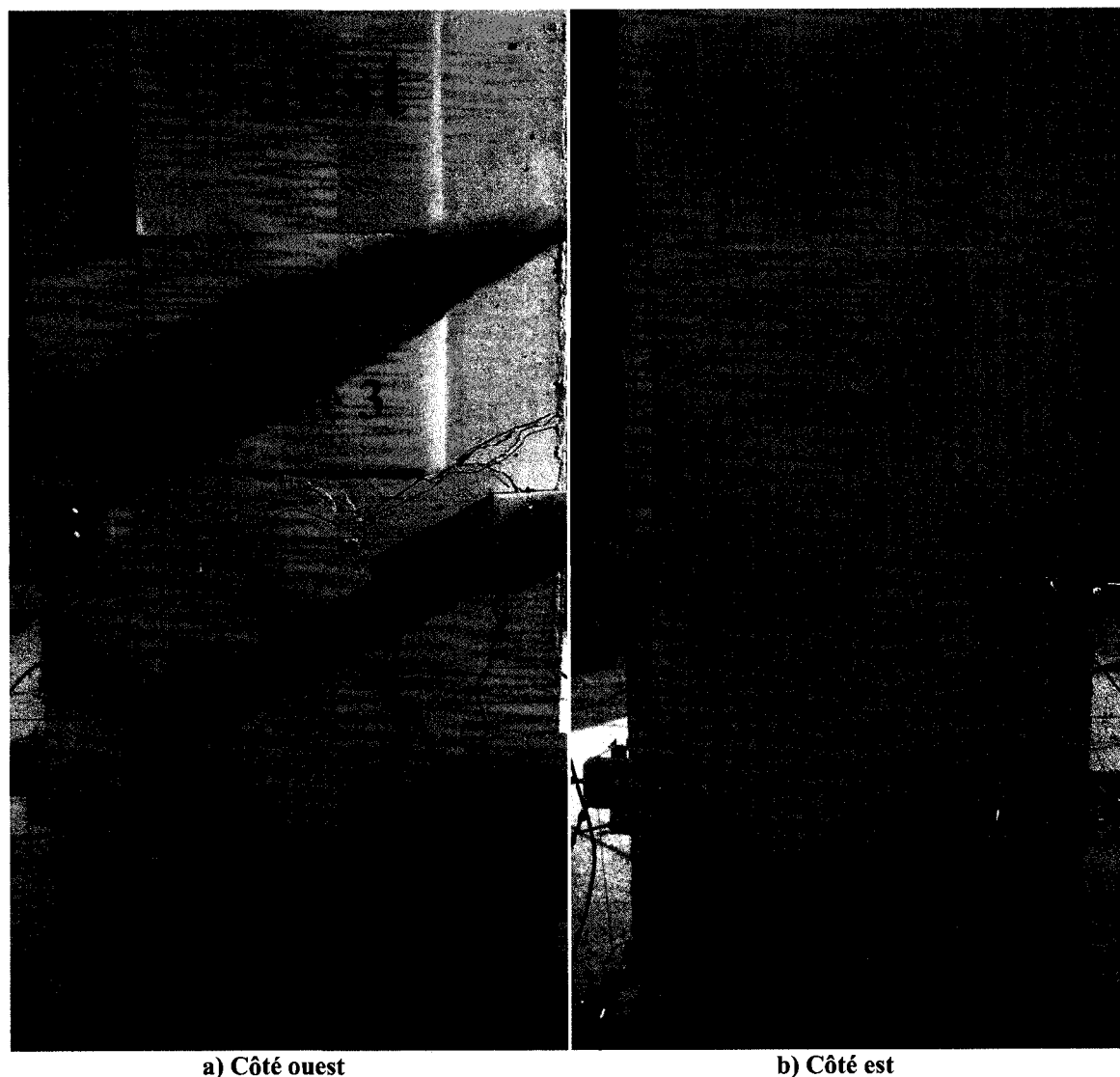


**Figure 5.40 : Fissuration du côté nord du pilier S1 au troisième cycle de  $\mu = 2,0$**



**Figure 5.41 : Fissuration du côté sud du pilier S1 au troisième cycle de  $\mu = 2,0$**



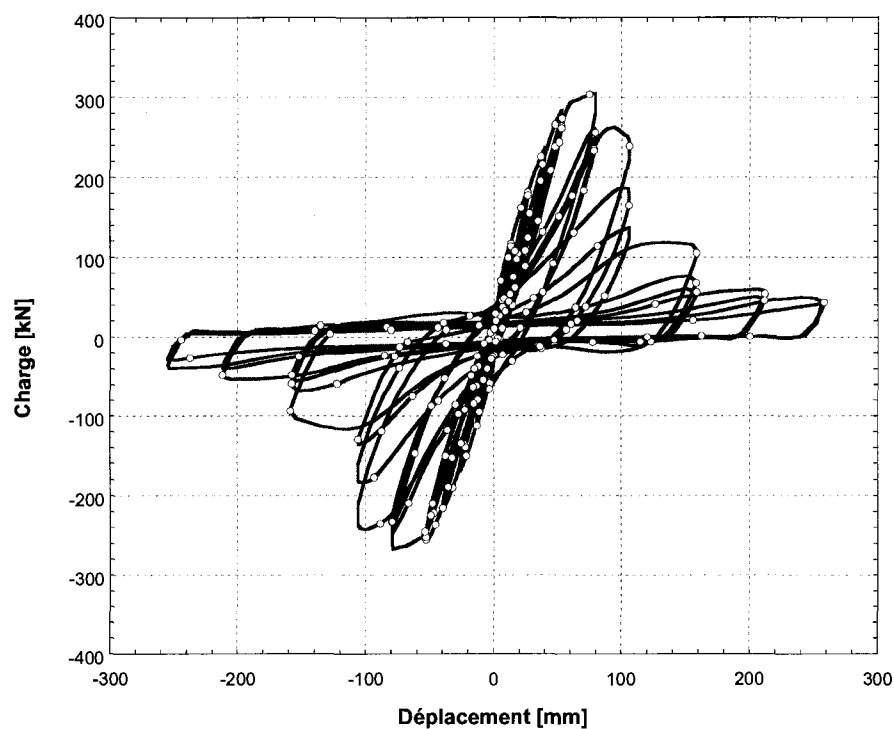


a) Côté ouest

b) Côté est

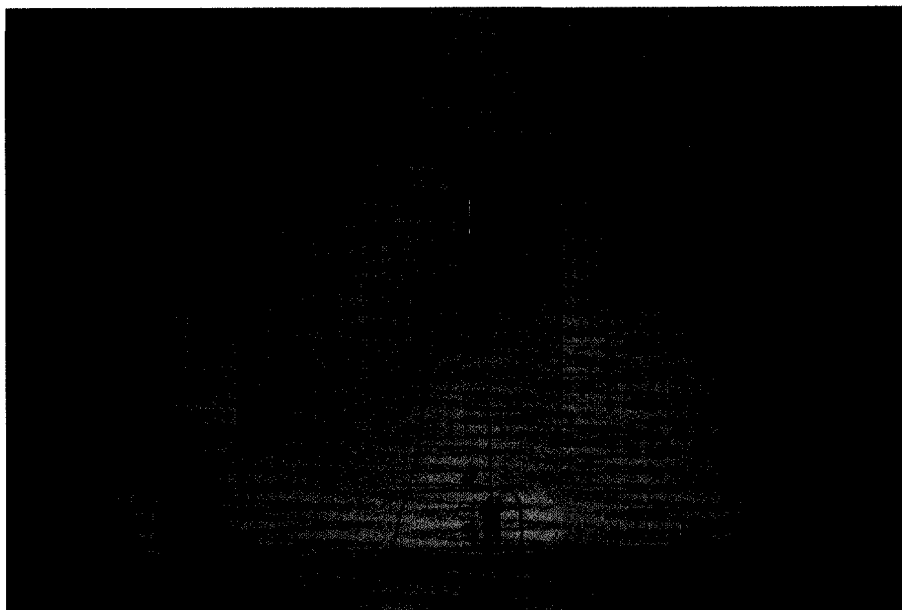
**Figure 5.42 : Fissuration des côtés**

Déjà à ce stade, il est évident que le pilier n'offre pas un comportement acceptable lors de sollicitations cycliques répétées. Toutefois, l'essai est loin d'être terminé et le protocole de chargement stipule d'amener le pilier à une ductilité en déplacement de 3,0, pour trois cycles, avant d'effectuer deux cycles pour les deux dernières ductilités, 4.0 et 5,0. Le graphique de la figure 5.43 montre l'hystérèse finale du chargement et les résultats ne laissent aucun doute quant à la performance sismique d'un tel pilier.

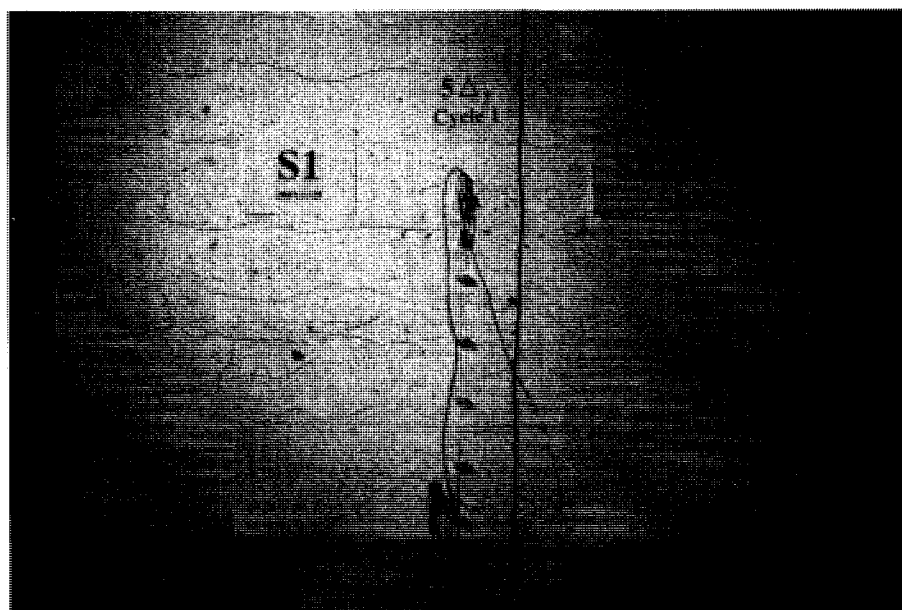


**Figure 5.43 : Graphique charge-déplacement du pilier S1 à la fin de l'essai**

Chaque nouveau cycle amène une perte de capacité portante significative. Par contre, à partir du troisième cycle de  $\mu = 3,0$ , et pour les cycles subséquents, la force se stabilise entre 50 kN et 60 kN. Le pilier n'offre alors plus de rigidité tel que le démontre la figure 5.43 puisque la courbe est majoritairement horizontale pour les grandes ductilités. Cela signifie qu'une très faible charge est suffisante pour induire de très grands déplacements au pilier. Les figures 5.44 et 5.45 montrent l'état des faces du pilier à la fin de l'essai.



**Figure 5.44 : Fissuration du côté nord du pilier S1 à la fin de l'essai**

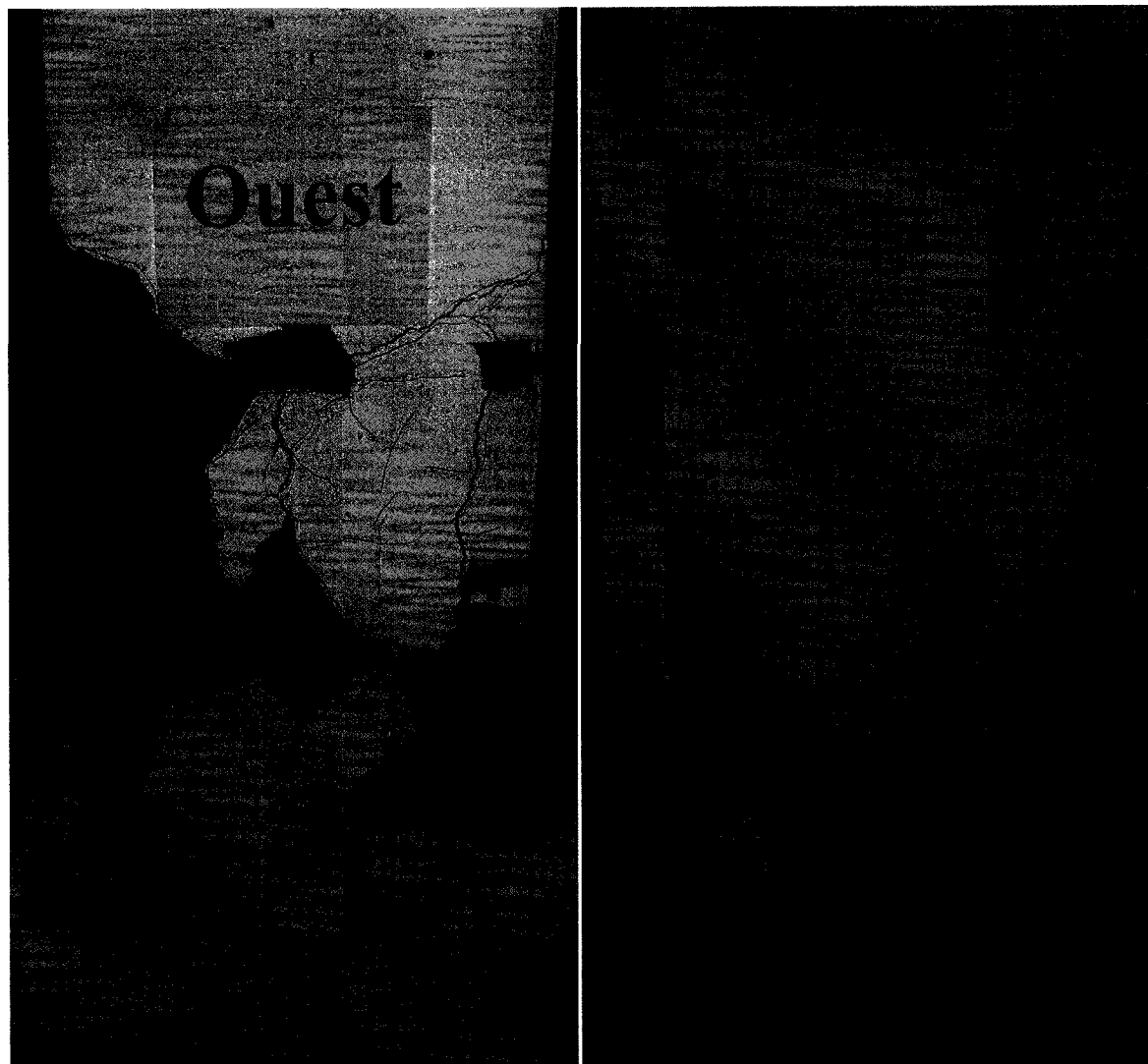


**Figure 5.45 : Fissuration du côté sud à la fin de l'essai**

En observant ces deux dernières images et en les comparant avec les figures 5.40 et 5.41, on constate que l'état du couvert de béton et de la fissuration n'a pas tellement empiré si on le compare à ce qu'il était lors du dernier cycle à  $\mu = 2,0$ . D'autre part, on voit clairement le soulèvement plus important du pilier par rapport à la semelle. Ces

deux observations, combinées à l'observation du graphique charge-déplacement de la figure 5.43, amènent à penser que les barres d'armatures ont surtout glissé dans le béton à partir de  $\mu = 3,0$ . En effet, la capacité portante chutait dramatiquement mais le couvert de béton ne s'abîmait plus aussi rapidement, ni aussi dramatiquement. La perte d'ancrage interne était donc probablement initiée et de manière critique puisque le pilier n'offrait presque plus de résistance.

Aussi, l'observation de l'état des côtés à la fin de l'essai en dit long sur la résistance du couvert de béton. Le côté ouest a perdu une grande partie du béton de recouvrement et il est clair que l'endommagement n'est pas seulement superficiel. Encore une fois, le côté est, bien que très abîmé, ne l'est pas autant que le côté ouest. Après avoir mesuré l'épaisseur de recouvrement de la cage d'armature sur les côtés, il a été constaté que la cage d'armature n'était pas parfaitement centrée et que le côté est bénéficiait, au détriment de l'autre, d'une plus grande épaisseur de recouvrement. Ainsi en observant ces deux figures, il est clair qu'il n'y a plus beaucoup de matériau assez sain pour procurer un ancrage significatif aux barres d'armatures. La conclusion est donc évidente, il s'agit d'une rupture par perte d'ancrage des barres d'armature suite au fendage du béton d'enrobage. Ce premier essai est un succès puisqu'il procure de bonnes données, qui serviront de comparaison avec l'autre essai et qu'il confirme l'hypothèse de la problématique de départ.



a) Côté Ouest

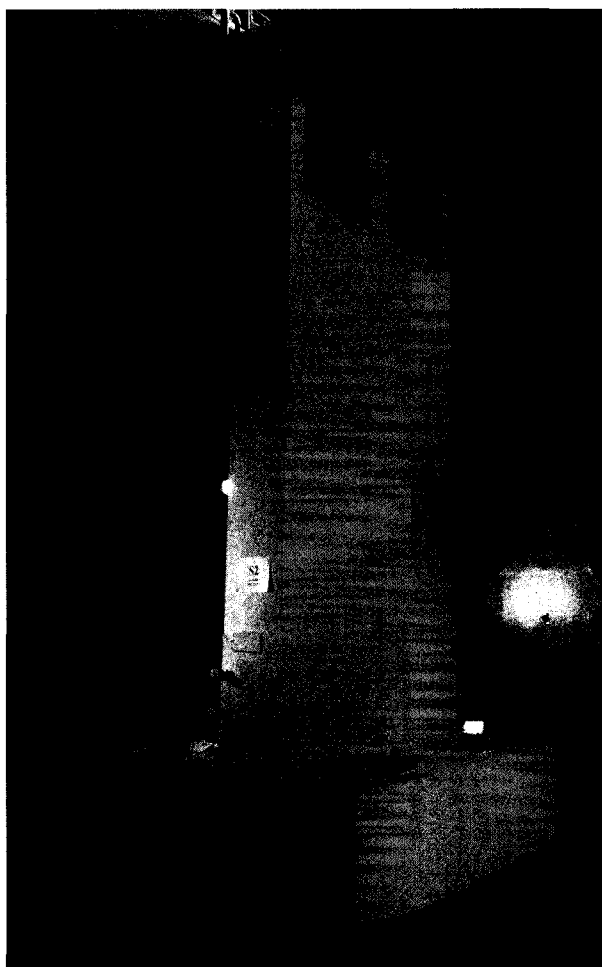
b) Côté est

**Figure 5.46 : Fissuration des côtés du pilier S1 à la fin de l'essai**

### 5.7.2 Pilier réparé (S2)

L'essai sur le pilier réparé avait pour but de vérifier l'hypothèse de départ selon laquelle le renforcement à l'aide d'un chemisage en BFUP est efficace pour réhabiliter un pilier rectangulaire soumis à des sollicitations cycliques successives. Le montage expérimental

et le protocole de chargement sont évidemment identiques en tout point à celui du pilier S1. La figure 5.47 présente le pilier S2 juste avant le début de l'essai.



**Figure 5.47 : Montage du pilier S2 prêt pour l'essai**

Les fissures de retrait horizontales dont il a été question précédemment ont été marquées à l'aide d'un feutre vert pour qu'il soit possible de les distinguer des fissures de flexion pendant l'essai. Comme pour le pilier S1, les fissures de flexion principales apparaissent dès le premier déplacement à  $\mu = 0,25$ . En fait, l'allure du pilier et de la courbe charge-déformation est sensiblement la même après le premier cycle à la limite élastique comme le démontre la figure 5.48.

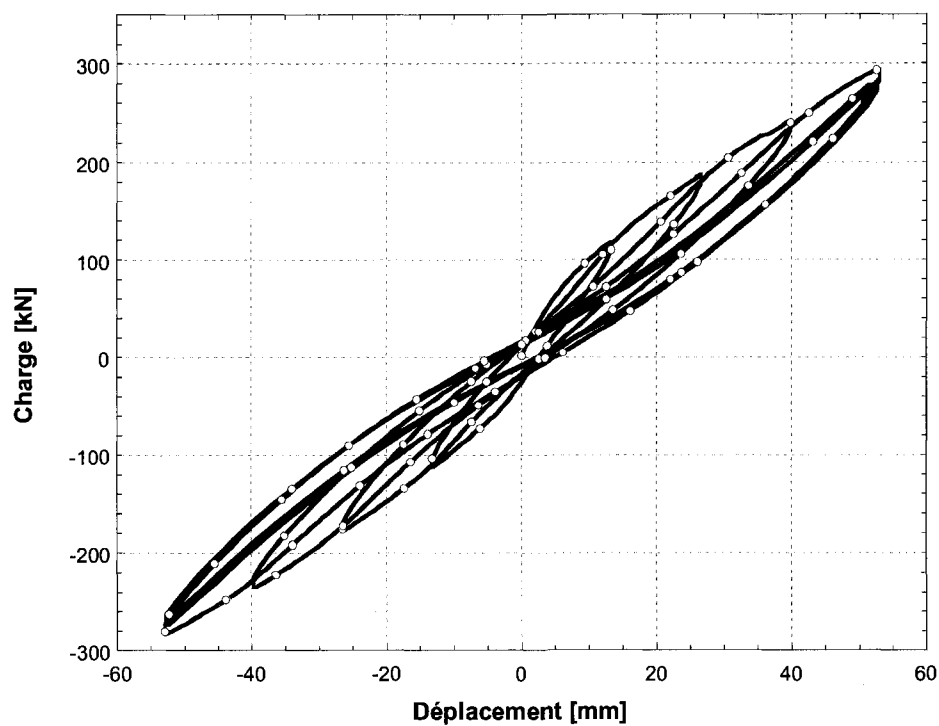


Figure 5.48 : Graphique charge-déplacement après les 3 cycles de  $\mu = 1,0$

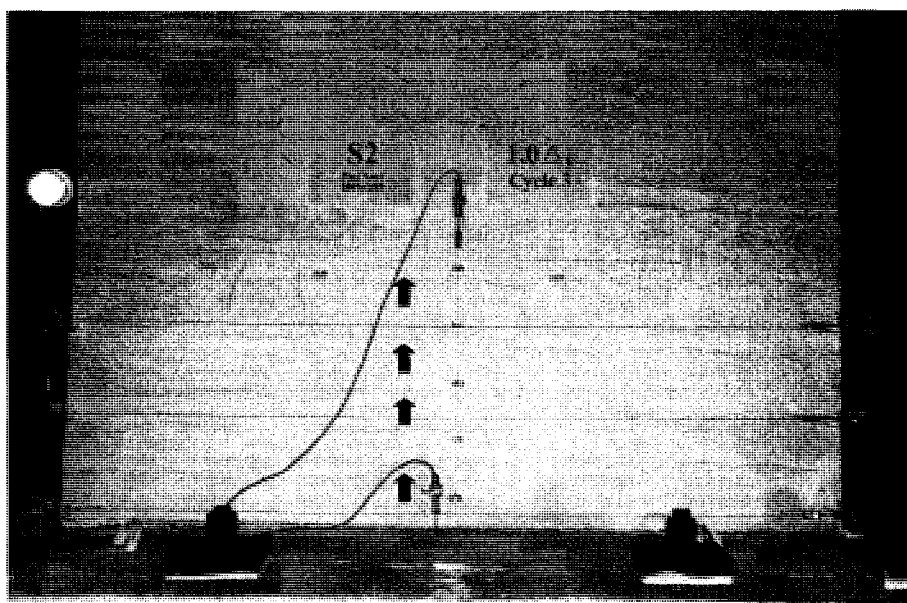
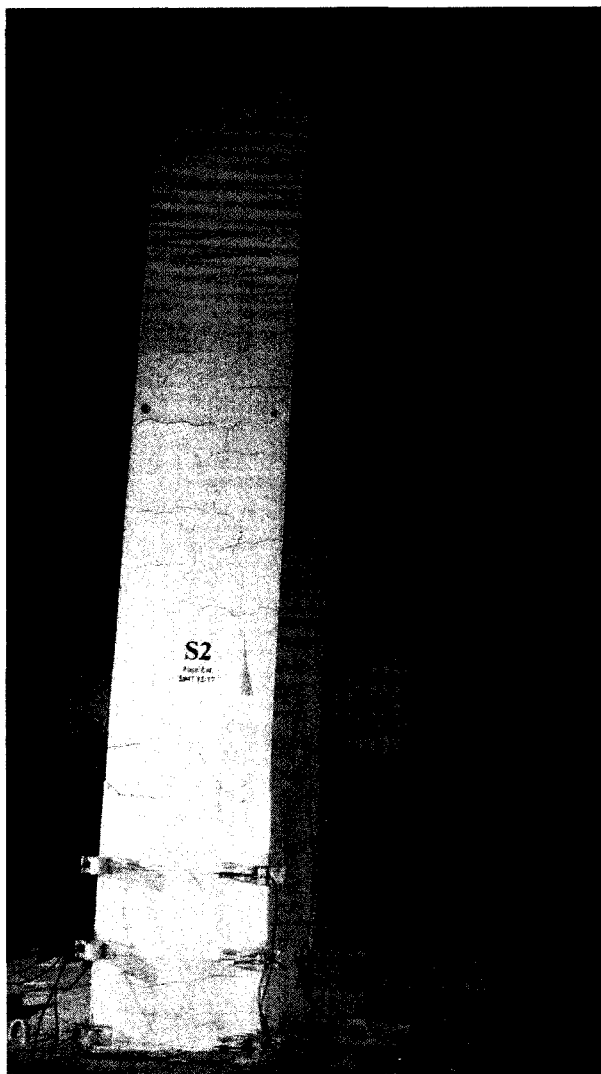


Figure 5.49 : Fissuration du pilier au troisième cycle de  $\mu = 1,0$

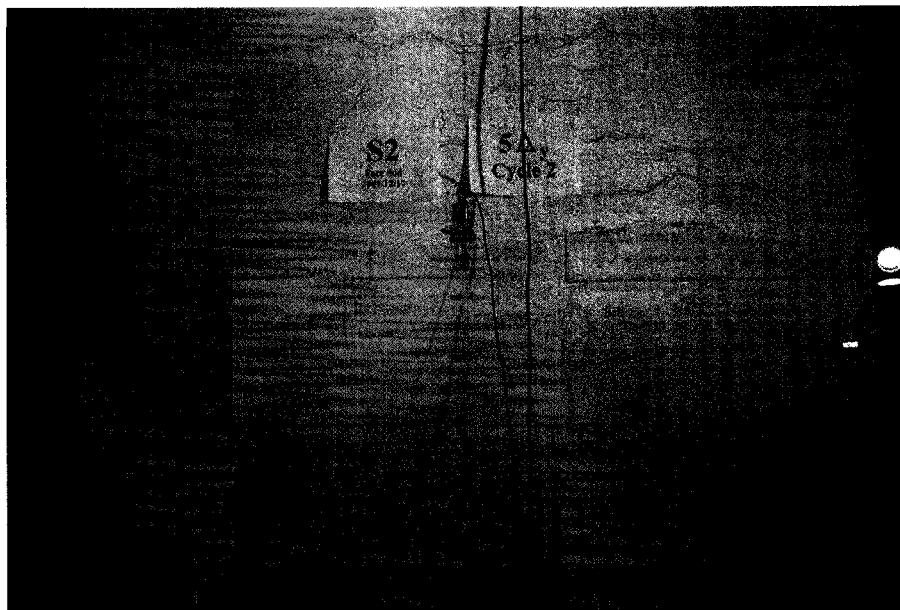
Les fissures de retrait sont moins visibles sur l'image puisqu'elles sont en vert, mais ce sont les seules fissures horizontales apparaissant sur la zone réparée de chaque face. Elles sont identifiées par la pointe des flèches verticales sur la figure 5.49. Le béton n'a pas fissuré ailleurs en flexion dans la zone réparée, on peut donc penser que les fissures de retrait se sont ouvertes légèrement. De plus, quelques très fines fissures verticales apparaissent dans le haut de la réparation, dans les zones des chutes à béton. Elles sont probablement plus liées aux contraintes internes découlant de la coulée qu'au fendage. La figure 5.50 démontre la flexion dans le pilier lorsqu'il est soumis à un déplacement en tête de 245 mm ce qui correspond à  $\mu = 4,6$ . C'est la course maximale possible des vérins, c'est donc le plus près de  $\mu = 5,0$  que l'on pouvait atteindre. Dans le but de simplifier la présentation, ce déplacement sera tout de même présenté comme  $\mu = 5,0$ .





**Figure 5.50 : Pilier S2 soumis à un déplacement de 245mm soit près de  $\mu = 5,0$**

La figure 5.51 montre la condition finale de la face sud après la réalisation de tout le protocole de chargement. Cette image est présentée dès maintenant puisqu'en faisant abstraction du soulèvement du pilier par rapport à la semelle, la zone réparée est pratiquement identique à ce qu'elle était à  $\mu = 1,0$ . Il est donc superflu de présenter les images de chaque ductilité alors qu'aucune nouvelle fissure n'a fait son apparition. La seule modification est le soulèvement du joint.



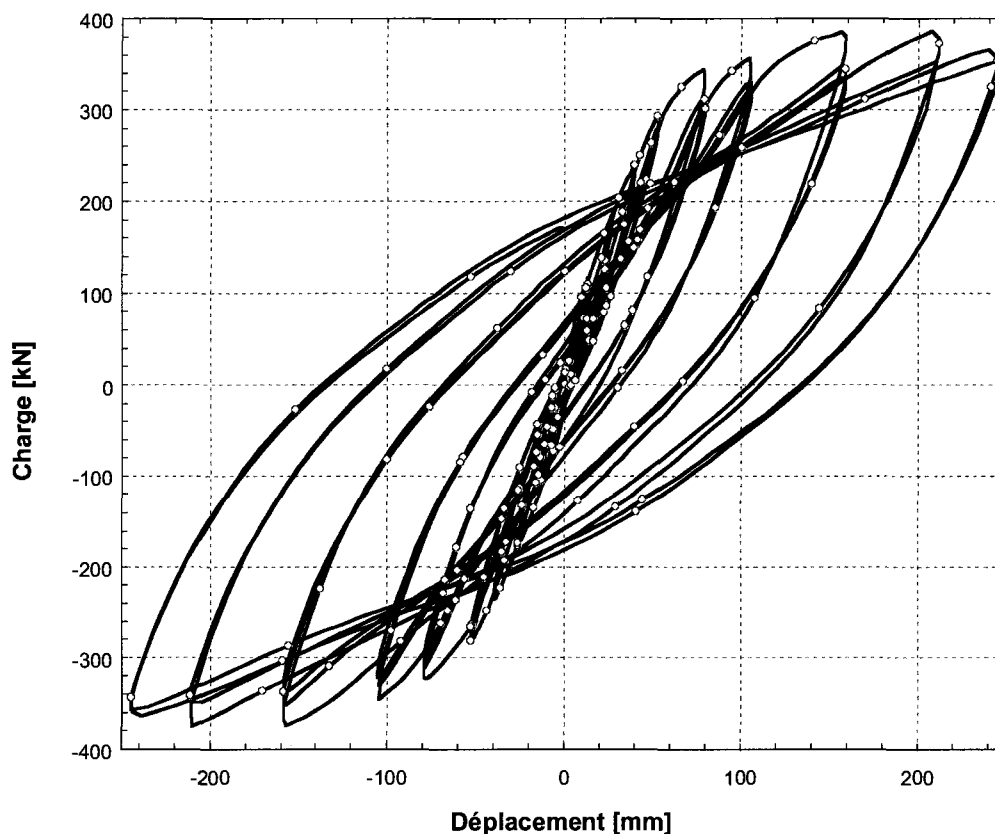
**Figure 5.51 : État de la face sud à la fin de l'essai**

Ainsi, mis à part les quatre ou cinq petites fissures de fendage peu ouvertes et des fissures de retrait originales qui se sont élargies quelque peu, la zone réparée à l'aide du BFUP semble presque intacte. Les coins sont non seulement encore solidaires, mais non fissurés. En fait, seule l'ouverture des fissures de flexion en haut de la réparation et le soulèvement de la base témoigne de la sévérité du chargement. L'état du recouvrement des côtés du pilier est tout aussi intact alors que pratiquement aucune fissure de fendage n'est visible. La figure 5.52 présente l'état du côté ouest.



**Figure 5.52 : État du côté ouest à la fin de l'essai**

La figure 5.53 présente le graphique de l'hystérèse charge-déplacement du protocole de chargement au complet. On constate que la performance structurale de la réparation est aussi spectaculaire que le résultat esthétique et visuel.



**Figure 5.53 : Graphique charge-déplacement du pilier S2 à la fin de l'essai**

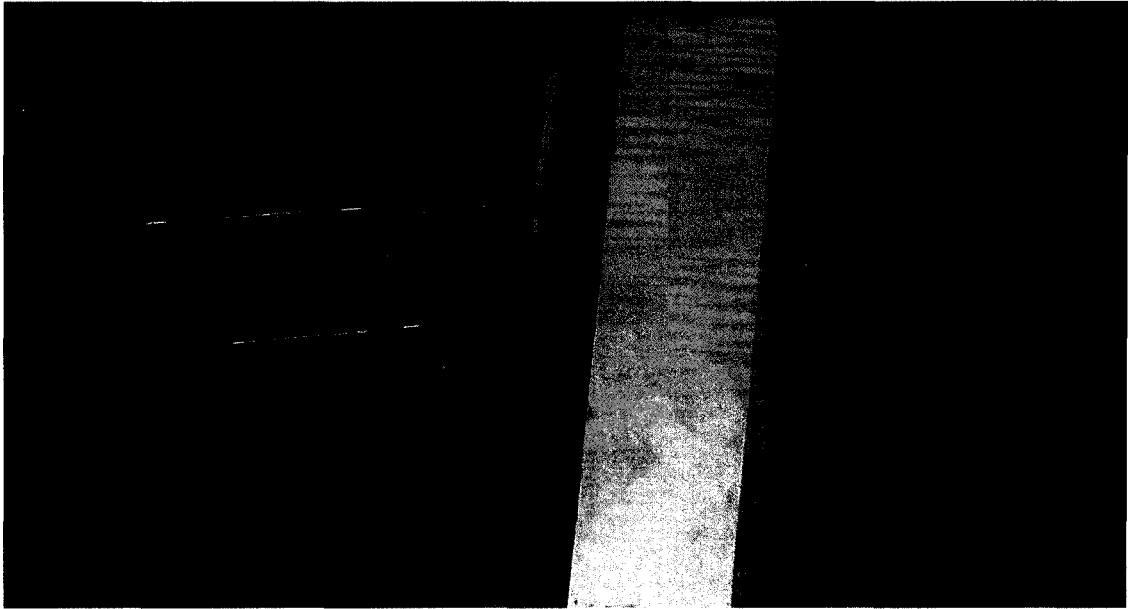
Cette figure répond à l'hypothèse de départ et permet d'affirmer que cette méthode de réhabilitation procure des résultats excellents. En effet, la réparation procure un ancrage assez efficace pour permettre l'écrouissage de l'acier d'armature qui est souligné par l'augmentation de la force nécessaire aux déplacements de plus en plus importants. Cette observation très importante est liée au comportement écrouissant du BFUP. En effet, la barre d'armature s'allonge lorsqu'elle quitte le domaine élastique. Cette déformation est donc transmise au BFUP d'enrobage puisque les deux matériaux sont solidaires. Ainsi, le BFUP doit être en mesure de soutenir des efforts de traction importants tout en subissant l'allongement de la barre. C'est possible grâce à la portion écrouissante de la courbe de résistance en traction du BFUP retrouvé à la figure 2.23. Il importe de noter que la courbe du graphique force-déplacement ne devient pas aplatie, près d'une force nulle, contrairement à l'hystérèse charge-déplacement du pilier S1,

figure 5.43. Ceci indique que le spécimen a conservé pratiquement toute sa rigidité tout au long de l'essai. Aussi, une caractéristique importante en génie parasismique est la capacité d'une structure à dissiper l'énergie induite par un tremblement de terre. Cet aspect peut être vérifié en calculant l'aire interne des hystérèses. Cet aspect est traité à la section 5.8 pour particulièrement aux figure 5.81 et 5.82. Toutefois, juste à l'allure des courbes, il est évident que le pilier S2, grâce à ces courbes ouvertes et larges, permet de dissiper une énergie grandement supérieure au spécimen de référence. On doit souligner que la force requise pour amener ce pilier à de très grands déplacements est supérieure à celle requise pour atteindre la limite élastique. Ce fait est encore plus impressionnant lorsque l'on considère tous les cycles auxquels ce spécimen a été soumis auparavant.

### 5.7.3 Essai flexion monotonique sur le pilier S2

Maintenant qu'il est clair que la réparation par chemisage en BFUP permet d'enrayer la rupture par perte d'ancrage des barres chevauchées, il serait intéressant de connaître la limite de cette réparation. En effet, malgré les cycles successifs et les grands déplacements, le pilier a encore une excellente capacité portante et ne montre aucun signe de faiblesse. On a donc décidé de tenter de pousser le pilier vers des ductilités en déplacement supérieures de manière à voir si l'on peut obtenir la rupture du spécimen ou, à tout le moins, le voir faiblir.

Étant donné que le vérin tel qu'installé ne peut permettre d'obtenir une plus grande flèche, il a fallu installer une cale entre le vérin et le pilier de manière à gagner de la course. La figure 5.54 montre les cales noires installées.



**Figure 5.54 : Vérins et cales installés pour l'essai ultime**

Pour réaliser l'essai, on a conservé la même vitesse de chargement que pour  $\mu = 4,0$  et  $\mu = 5,0$ , c'est-à-dire 2 mm/s. Une rapide pause était effectuée à chaque multiple du déplacement à plastification à partir de  $\mu = 5,0$ . Selon la course du vérin, il était possible d'atteindre  $\mu = 8,5$  en déplacement. Par contre, l'essai a été arrêté autour de 370 mm, soit à  $\mu = 7,0$ , puisque la grande flèche entraîne une rotation importante du pilier qui se reflète sur la tête du vérin. Ainsi, l'inclinaison de la tête du vérin est devenue problématique lorsque les barres d'ancrage inférieures sont venues à faire contact avec le vérin et ainsi risquer d'abîmer celui-ci. La figure 5.55 présente la courbe des résultats.

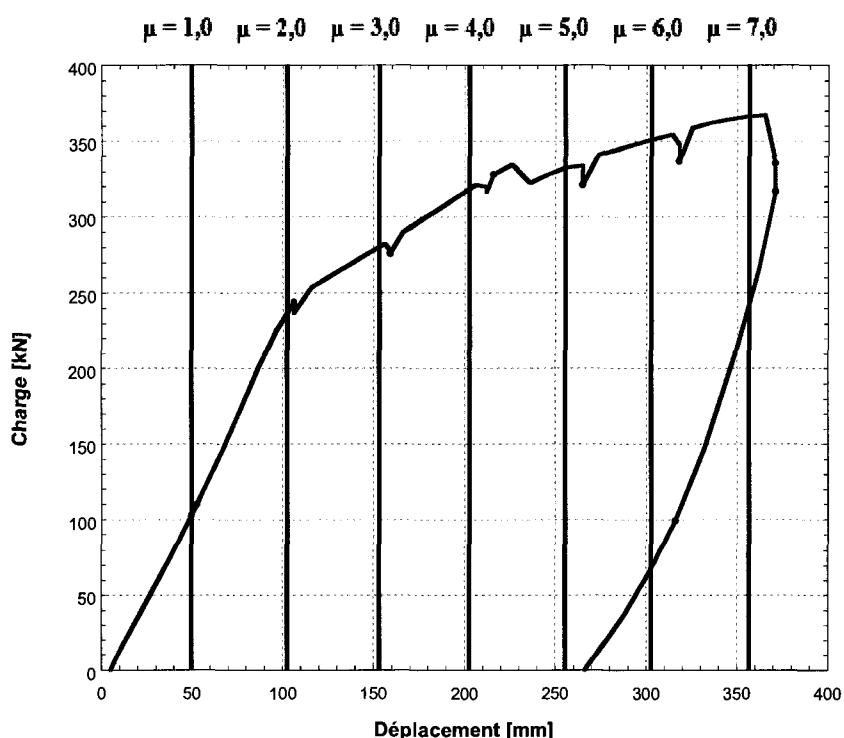


Figure 5.55 : Graphique charge-déplacement de l'essai ultime en flexion monotonique

Le comportement du spécimen jusqu'à une ductilité de 7,0 illustre encore la performance de la réparation. La charge a continué d'augmenter dû à l'écroutissage des armatures rendue possible grâce au comportement écroutissant du BFUP d'enrobage. On note cependant un premier changement de pente brusque à un déplacement de 230 mm probablement en raison de l'endommagement interne du béton. Une hypothèse plausible pouvant expliquer cette chute de charge est une rupture d'interface au joint froid entre le BFUP et le béton original. La figure 5.76 permet d'observer l'ouverture du joint froid suite à une coupe transversale du pilier. Cette hypothèse est aussi appuyée par le changement de pente de la courbe après la chute de charge. Cette diminution de la rigidité est conséquente avec une rupture d'interface. Ensuite vers 270 mm et 320 mm, on observe des chutes brusques de charge clairement liées à la rupture d'une barre d'armature à ces deux instants. Le bruit que produit une barre d'armature lorsqu'elle se rompt ne laisse aucun doute. Cette rupture entraîne une perte de charge seulement

temporaire, puisque la charge retrouve son niveau d'avant la rupture de la barre. Cette observation indique qu'il y a probablement eu une redistribution des efforts vers les autres barres en écrouissage grâce à la capacité du BFUP qui agit ici comme élément de transfert. Autre observation intéressante, à la suite de la rupture des barres, la rigidité du pilier semble être diminuée légèrement ce qui est observable à la réduction fine de la pente de la courbe à la suite des deux ruptures. Ceci vient confirmer la rupture de barres d'armature longitudinales. Ainsi, dans un pilier conçu selon les normes de l'époque et rappelant ceux présents sur nos routes, il a été possible de sectionner deux barres d'armature lors d'un essai de flexion sans même que le béton d'enrobage ne soit endommagé grâce au renforcement en BFUP. Cette conclusion dépasse les attentes. La figure 5.56 montre l'ampleur du déplacement du pilier à la fin de l'essai.

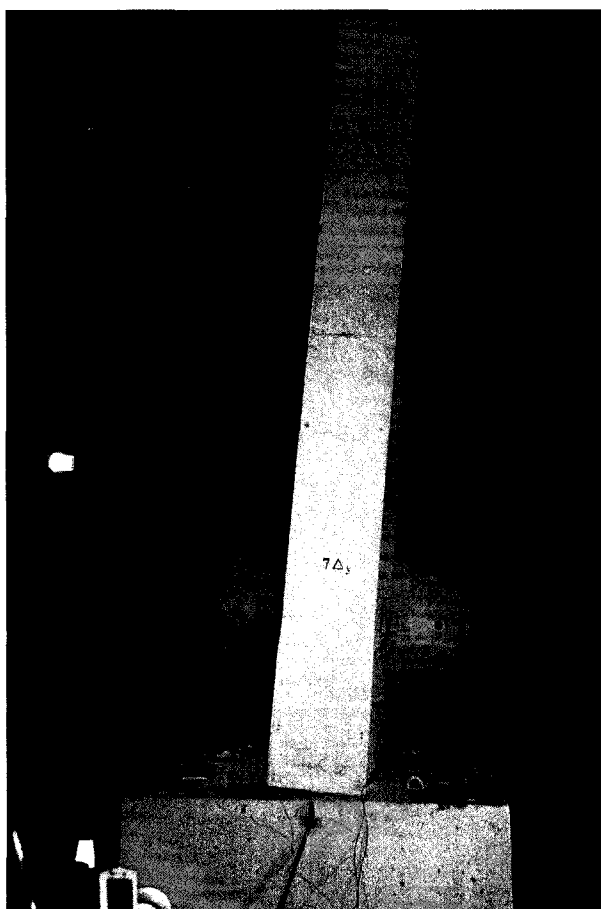


Figure 5.56 : Allure du pilier S2 à 370 mm de flèche



## **5.8 Analyse des résultats**

### **5.8.1 Fissuration**

Plusieurs instruments de mesure avaient été installés sur les piliers pendant les essais cycliques. Malgré que les résultats obtenus par les piliers soient diamétralement opposés et que les conclusions soient faciles à tirer, il est toutefois important que les principaux résultats soient passés en revue et expliqués brièvement.

Dans un premier temps, il est pertinent de jeter un œil aux résultats des LVDT installés de manière à lire l'ouverture des fissures de fendage. Les mesures des instruments viennent appuyer les photos et explications fournies à la section précédente. La légende des figures 5.57 et 5.58 portant sur la fissuration de fendage peuvent être mieux comprise en se référant au tableau 5.1. Les lettres FS se rapportent à la face sud alors que les lettres H, M, et B réfère aux positions des LVDT, respectivement haut, milieu et bas.

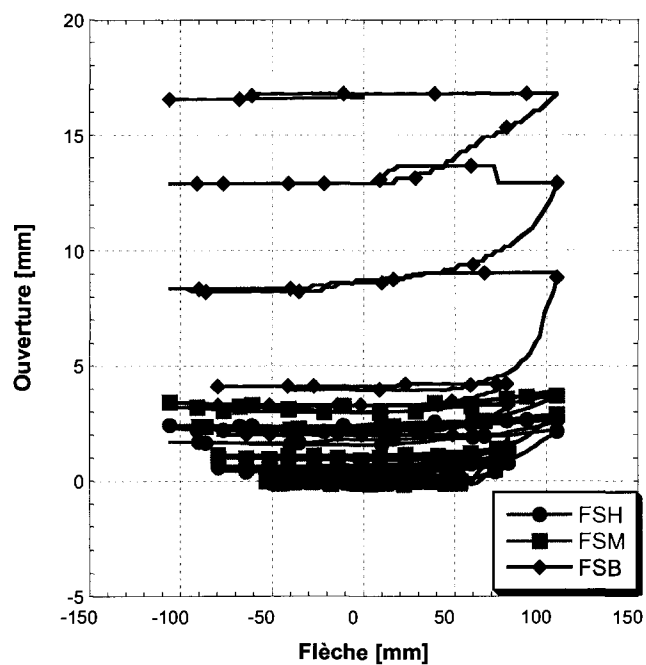


Figure 5.57 : Fendage côté sud du pilier S1 jusqu'à  $\mu = 2,0$

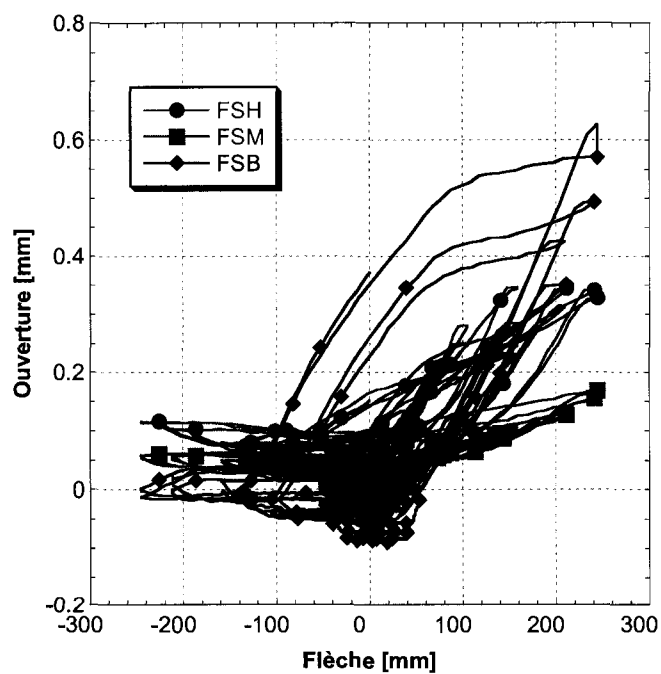


Figure 5.58 : Fendage côté sud du pilier S2 jusqu'à  $\mu = 5,0$

En observant ces graphiques, il faut porter une attention particulière car les échelles diffèrent. La figure 5.58 porte sur le pilier réparé (S2) et montre tout le protocole de chargement alors que la figure 5.57 portant sur S1 ne montre seulement que les cycles de départ jusqu'à  $\mu = 2,0$ , puisque la fissuration excessive a fait décrocher les supports à LVDT. D'un côté, l'ouverture cumulative de toutes les fissures de fendage totalise au maximum 0,6 mm alors que pour le spécimen S1 on atteint plus de 15 mm et ce à  $\mu = 2,0$ . L'efficacité du BFUP pour minimiser la fissuration est très nette.

Les deux figures suivantes, 5.59 et 5.60, présentent des graphiques identiques aux deux précédents, mais ceux-ci traitent du fendage sur les côtés du pilier. Les lettres FE se rapportent à la face est alors que les lettres FO se rapportent à la face ouest. Les mêmes mises en garde concernant les échelles sont valides et les mêmes conclusions que celles tirées de la face sud peuvent être constatées.

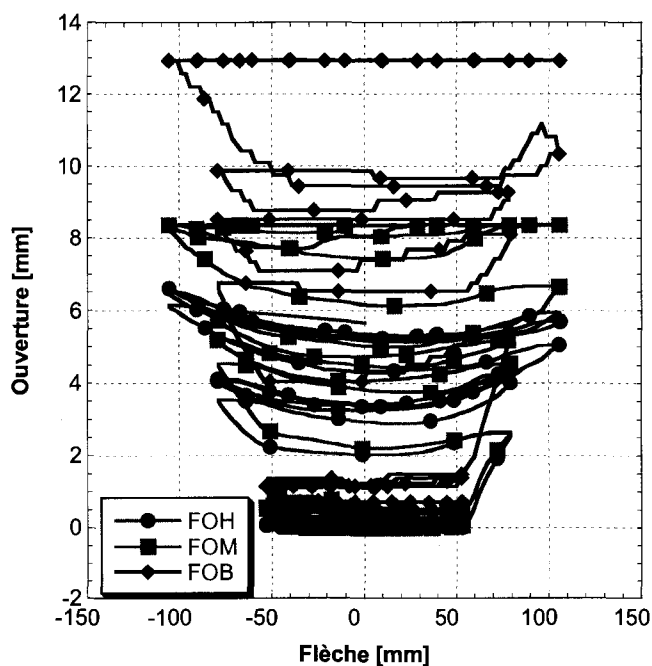


Figure 5.59 : Fendage côté ouest de S1 jusqu'à  $\mu = 2,0$

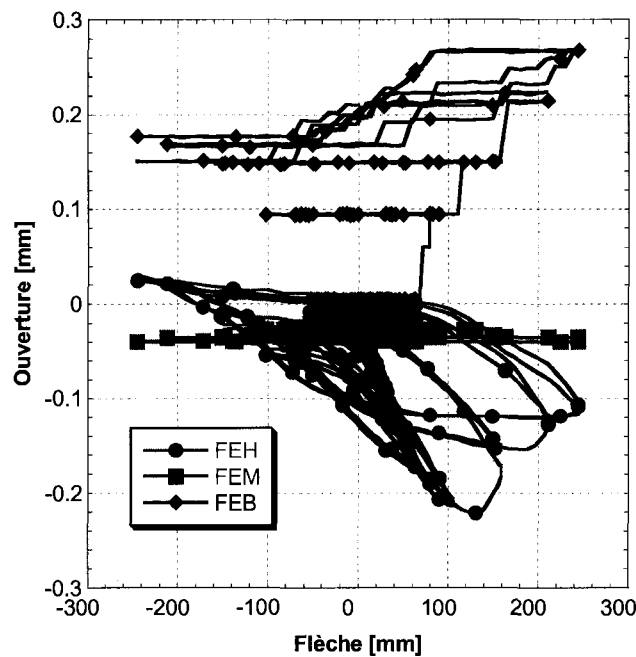


Figure 5.60 : Fendage côté est de S2 jusqu'à  $\mu = 5,0$

Des conclusions identiques à celles tirées des figures 5.57 et 5.58 peuvent être établies pour les deux figures précédentes. En effet, la somme des ouvertures de fendage atteint 13 mm pour un déplacement correspondant à  $\mu = 2,0$  pour S1 alors que pour S2, l'ouverture cumulative des fissures de fendage n'atteint pas 0,3 à  $\mu = 5,0$ .

### 5.8.2 Déformations des armatures

Des jauges de déformation avaient aussi été installées sur certaines barres avec crochets des semelles. Le monitoring des jauges pendant l'essai, ou à tout le moins au début de l'essai, a permis de s'assurer d'un comportement adéquat et de surveiller l'atteinte de la limite élastique. Malheureusement, durant la démolition du béton à l'aide du marteau piqueur, quelques jauges ont été abîmées ce qui explique pourquoi le comportement de certaines barres pour le pilier S2 n'est pas présenté. Sur la figure 5.61, seuls les cycles jusqu'à  $\mu = 1,0$  sont présentés, puisqu'ils permettent de voir la répartition des efforts

internes du pilier S1. C'est la moyenne des deux jauges sur chaque barre qui est présentée de manière à obtenir la déformation véritable et éliminer les effets de la flexion locale. La figure 5.62 présente les jauges de S2 pour  $\mu = 1,0$ . Certaines barres n'apparaissent pas sur les figures car leurs jauges n'étaient plus fonctionnelles à ce point.

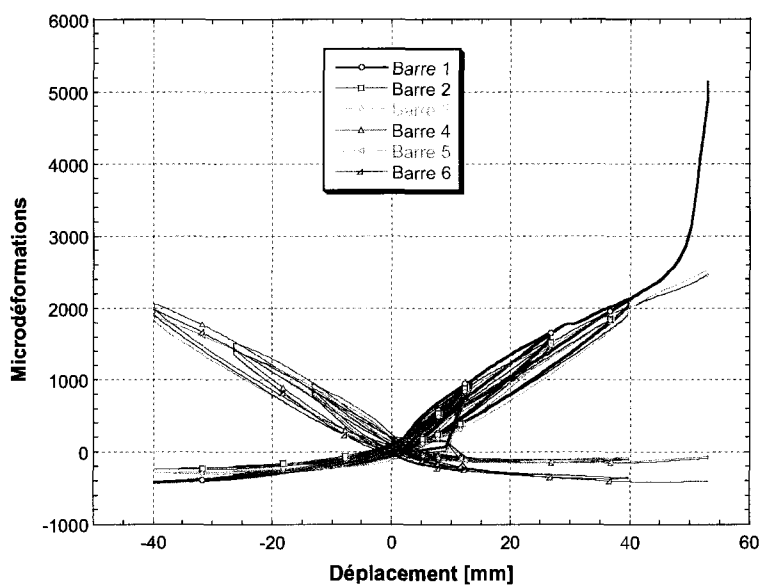


Figure 5.61 : Moyenne des déformations des armatures de S1 pour  $\mu = 1,0$

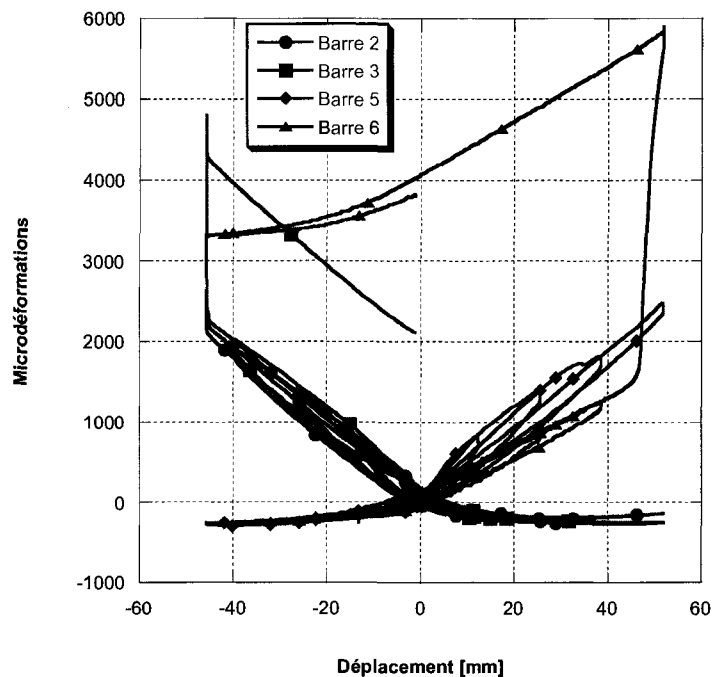


Figure 5.62 : Moyenne des déformations des armatures de S2 pour  $\mu = 1,0$

Les figures 5.61 et 5.62 permettent de constater que le comportement des barres d'ancrage de la semelle est presque identique pour les deux piliers jusqu'à une ductilité de  $\mu = 1,0$ . Ce résultat n'est pas tellement surprenant puisque le comportement élastique des deux piliers est très semblable. Les figures 5.63 et 5.64 présentent le comportement des barres jusqu'à  $\mu = 1,5$  pour les piliers S1 et S2 respectivement.

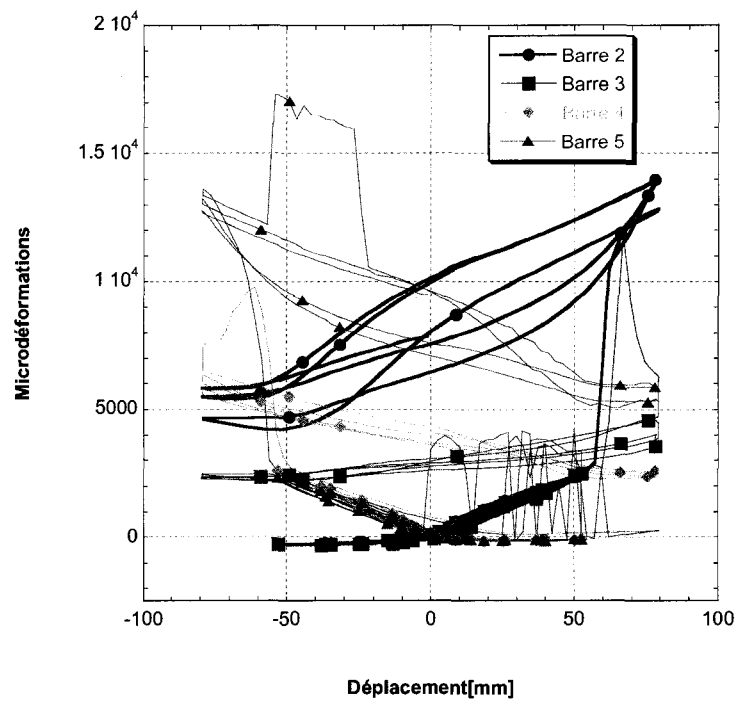


Figure 5.63 : Moyenne des déformations des armatures de S1 pour  $\mu = 1,5$

Sur cette figure, il est possible de constater que les barres ont toutes plastifiées puisqu'il y a une déformation résiduelle lorsque le déplacement du pilier revient à zéro. De plus, les déformations se maintiennent à plus de 3000  $\mu\epsilon$  et les barres 2 et 5 à plus de 5000  $\mu\epsilon$ . Les jauges de la barre 1 et de la barre 6 ont été perdues, c'est-à-dire que leurs résultats n'étaient plus cohérents. Certaines jauges ont probablement été décollées ou bien leur neutralité a été affectée.

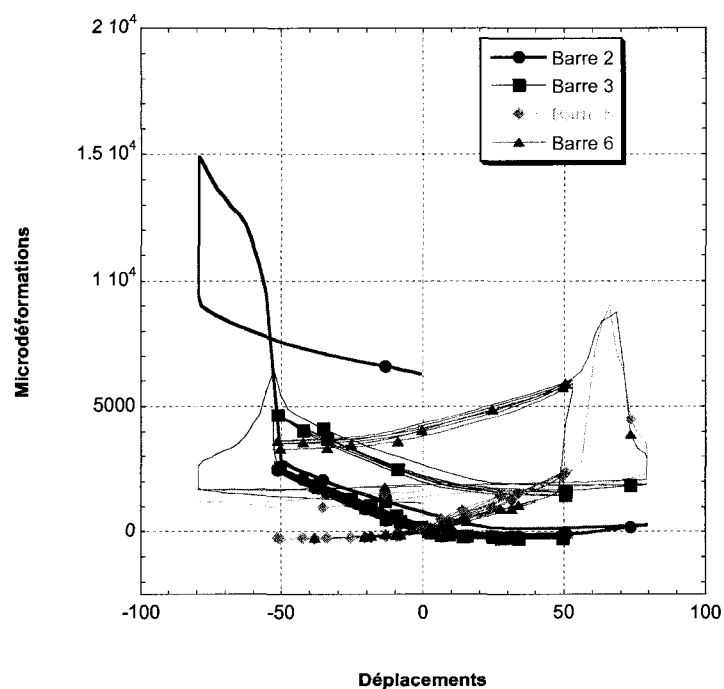


Figure 5.64 : Moyenne des déformations des armatures de S2 pour  $\mu = 1,5$

La figure 5.64 qui présente la déformation des barres du pilier S2 jusqu'à une ductilité  $\mu = 1,5$  permet de constater que les mesures pour quatre barres sont encore valides et que mise à part le pic d'une des courbes vers  $15000 \mu\epsilon$ , les déformations sont concentrées sous les  $5000 \mu\epsilon$ . Ceci contraste avec le comportement de deux barres du spécimen S1 à la même ductilité comme on peut le constater sur la figure 5.63. Ce pic pourrait toutefois être le résultat d'un problème électrique ponctuel ou être relié à l'environnement immédiat de la jauge. Par exemple, un granulat qui s'appuie sur la jauge peut causer une fausse lecture.

Les figures suivantes, 5.65 et 5.66, présentent les déformations dans les barres jusqu'à  $\mu = 2,0$  pour les piliers S1 et S2 respectivement. On observe premièrement que le comportement de certaines barres n'est plus visible et ce, encore une fois, en raison des résultats non-cohérents rendus par les jauges. Pour la pile S1, figure 5.65, on remarque qu'une barre est déformée à environ  $5000 \mu\epsilon$  alors que l'autre, bien que les résultats



soient plus dispersés, se maintient aux environs de 10 000  $\mu\epsilon$ . Pour la pile S2, figure 5.66, le comportement est très semblable à la celui retrouvé à  $\mu = 1,5$ .

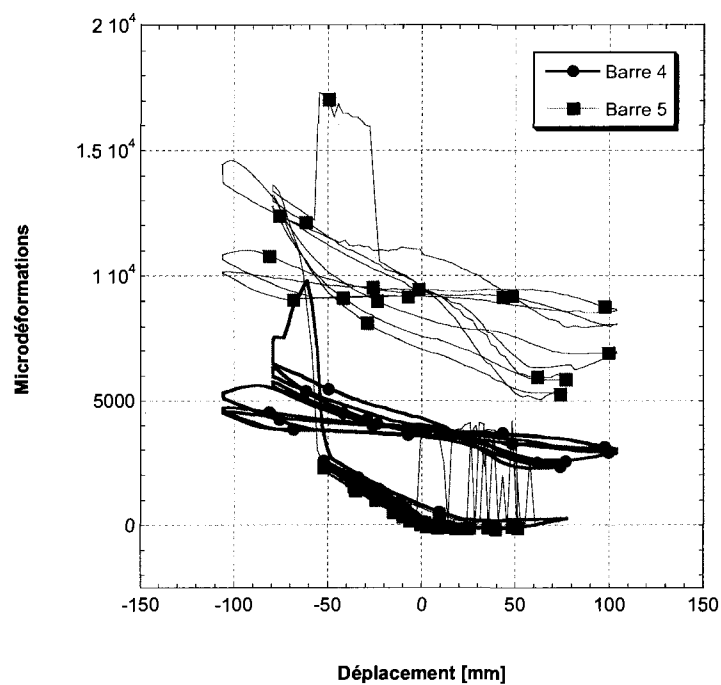


Figure 5.65 : Moyenne des déformations des armatures de S1 pour  $\mu = 2,0$

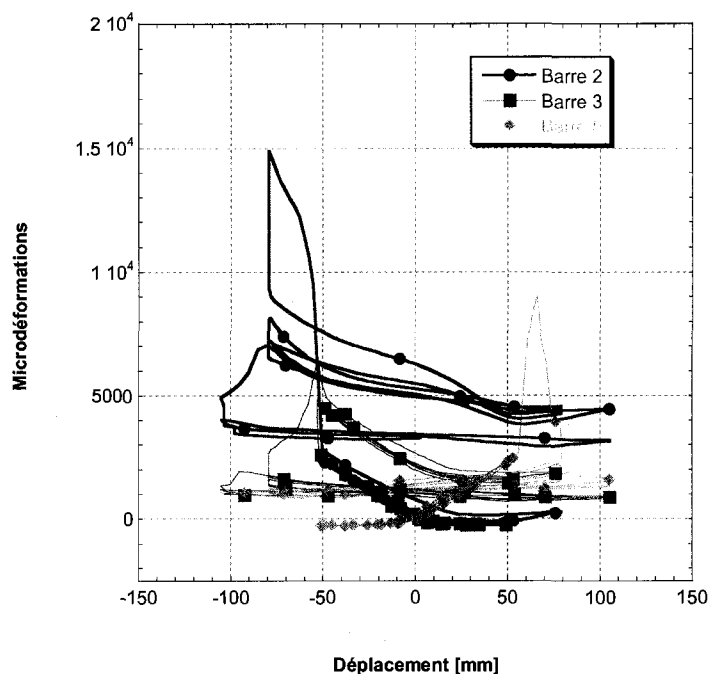


Figure 5.66 : Moyenne des déformations des armatures de S2 pour  $\mu = 2,0$

Les figures 5.67 et 5.68 présentent l'état des déformations dans les barres à  $\mu = 3,0$  pour S1 et S2. Sur la figure 5.67, on remarque qu'il ne reste qu'une seule barre pour le pilier S1 tandis qu'il en reste trois pour la pile S2. La barre de la pile S1 se comporte de manière anticipée, c'est-à-dire que les déformations sont très élevées et assez constantes. Bien qu'à ce moment de l'essai la charge du pilier S1 était plus faible que la charge de plastification, l'endommagement du béton d'enrobage amène certainement une plus forte concentration d'efforts dans les barres. En s'attardant à la figure 5.68, on remarque que la barre 3 et la barre 5 sont très peu déformées. En effet, leur comportement est caractéristique de celui d'une barre plastifiée, mais selon la lecture des jauges leur déformation n'atteint qu'environ 1200  $\mu\epsilon$ .

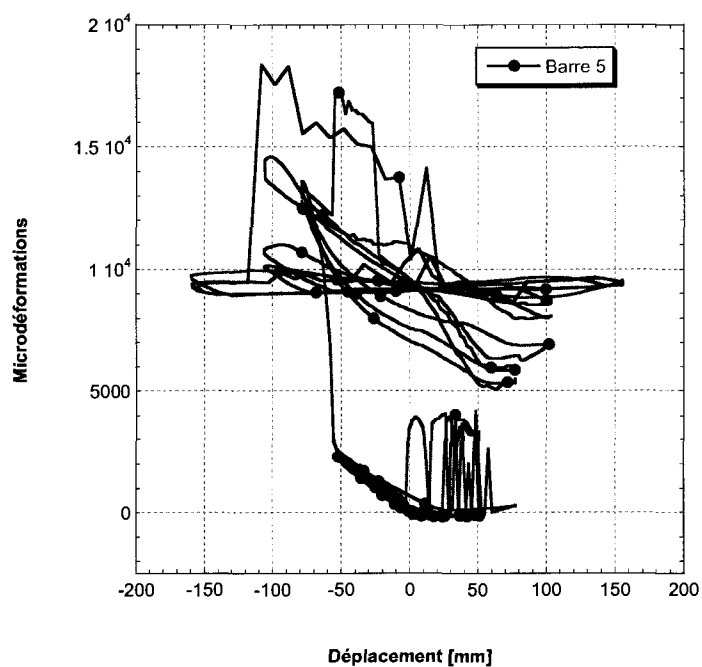


Figure 5.67 : Moyenne des déformations des armatures de S1 pour  $\mu = 3,0$

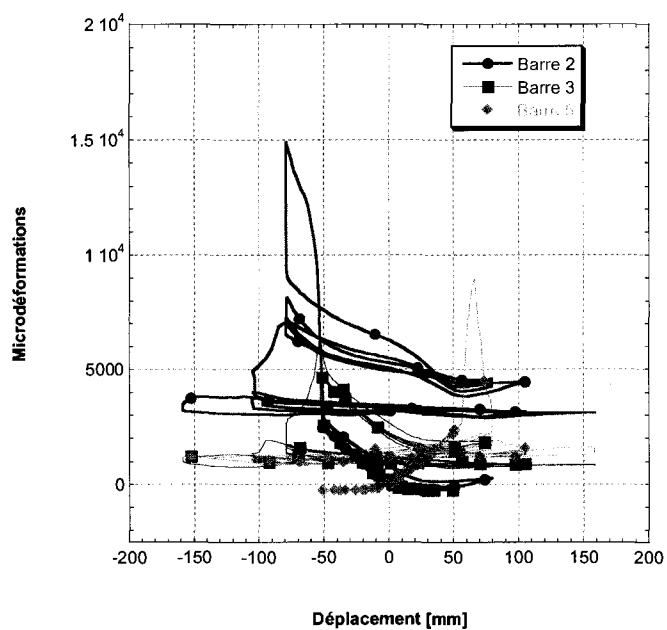


Figure 5.68 : Moyenne des déformations des armatures de S2 pour  $\mu = 3,0$

Les deux dernières figures, 5.69 et 5.70, concernant la déformation des barres portent sur le comportement des piliers jusqu'à  $\mu = 4,0$ .

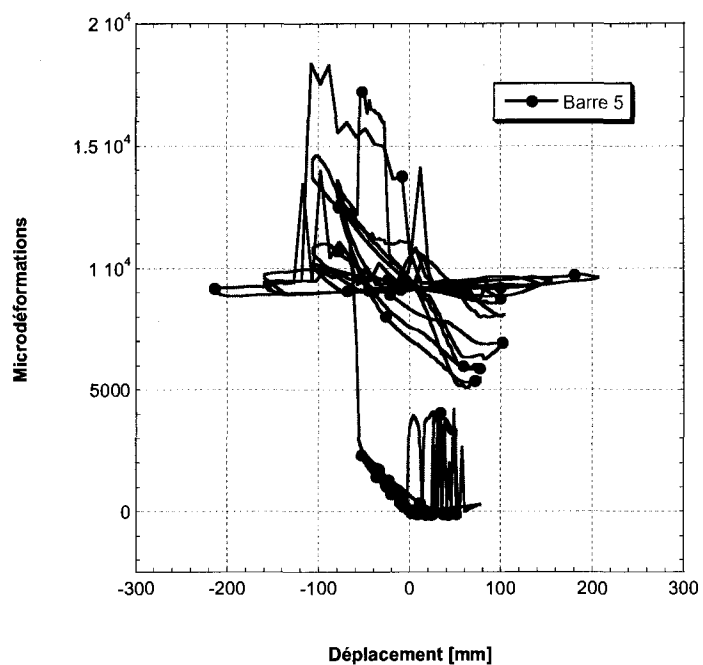


Figure 5.69 : Moyenne des déformations des armatures de S1 pour  $\mu = 4,0$

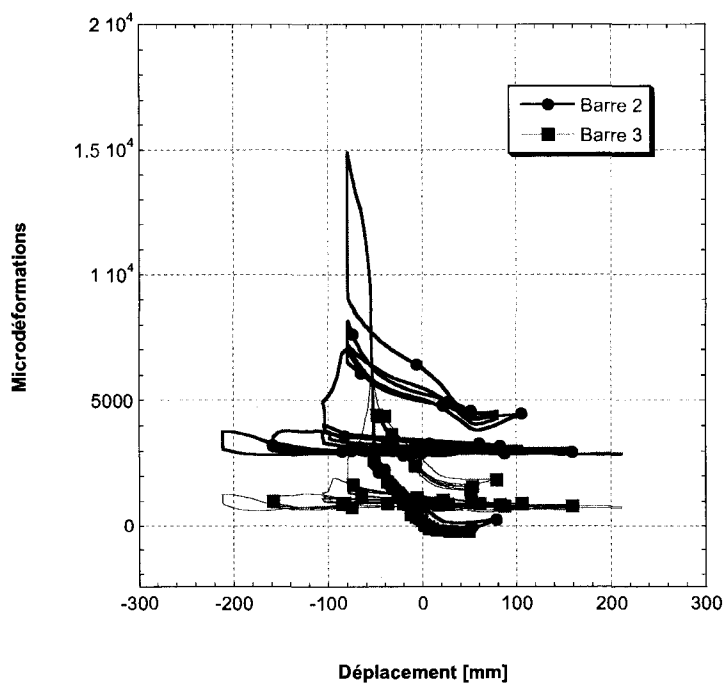


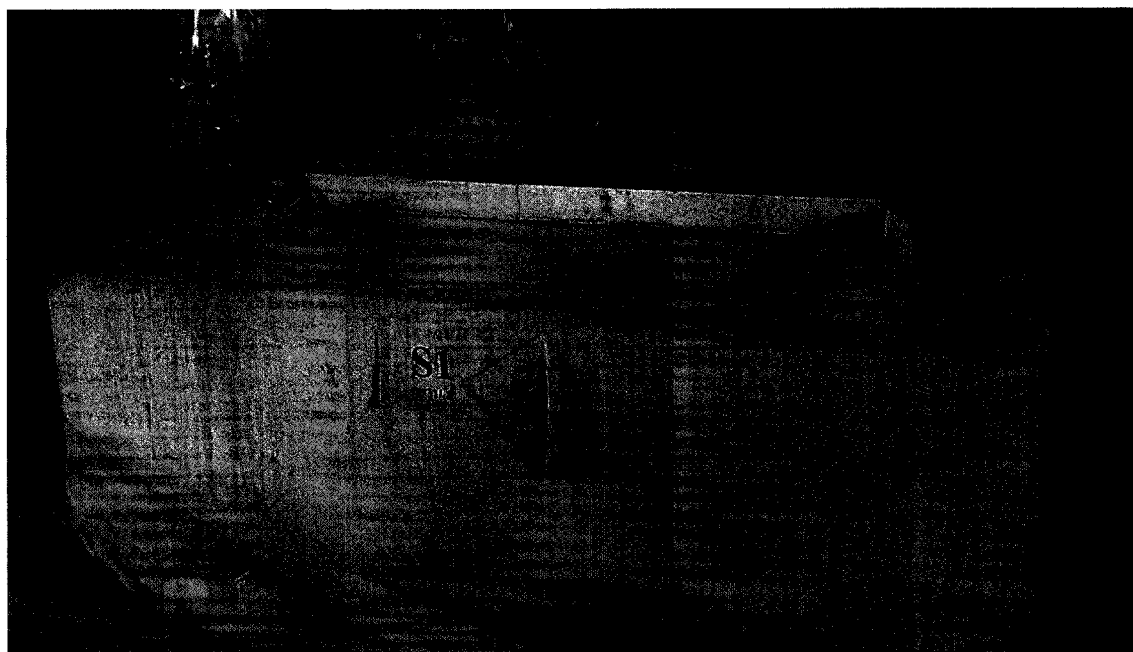
Figure 5.70 : Moyenne des déformations des armatures de S2 pour  $\mu = 4,0$

Des remarques similaires aux précédentes en regard à la faible déformation d'une des barres du pilier S2 à la figure 5.70 peuvent être soulevées. De plus, en observant les figures précédentes, il semble qu'après avoir atteint un maximum au niveau des déformations, les différentes barres semblent se stabiliser à un certain niveau de déformations et y demeurer. Cette affirmation semble logique pour le pilier S1 puisque l'endommagement important du béton empêche la transmission des efforts dans la zone de chevauchement. Ainsi, la barre reste à un niveau constant de déformations puisque le chevauchement est incapable de transférer les efforts vers la semelle. La flèche du pilier augmenterait alors graduellement de manière importante à mesure que les barres de la semelle ne reprennent plus d'effort. Lors de l'essai de la pile S1, c'est la charge qui a diminué drastiquement puisque l'essai était contrôlé selon la flèche. Cette théorie n'est toutefois pas valide pour le pilier S2 puisque le béton d'enrobage n'a pas été endommagé et surtout que la charge a continué d'augmenter tout au long de l'essai. Les barres devaient donc reprendre des efforts de traction importants. Par contre, leur niveau de déformation est constant, comme si elles n'étaient plus sollicitées. Cette contradiction laisse supposer que les jauges ont peut-être plastifié ce qui a fixé leur déformation à une certaine valeur. Cette dernière hypothèse pourrait aussi être applicable au pilier S1. La plastification des jauges pourrait être la raison du plateau de déformation et ainsi n'avoir rien à voir avec la reprise d'efforts par la barre. Il n'est pas toutefois pas possible de statuer.

### 5.8.3 Étude des coupes

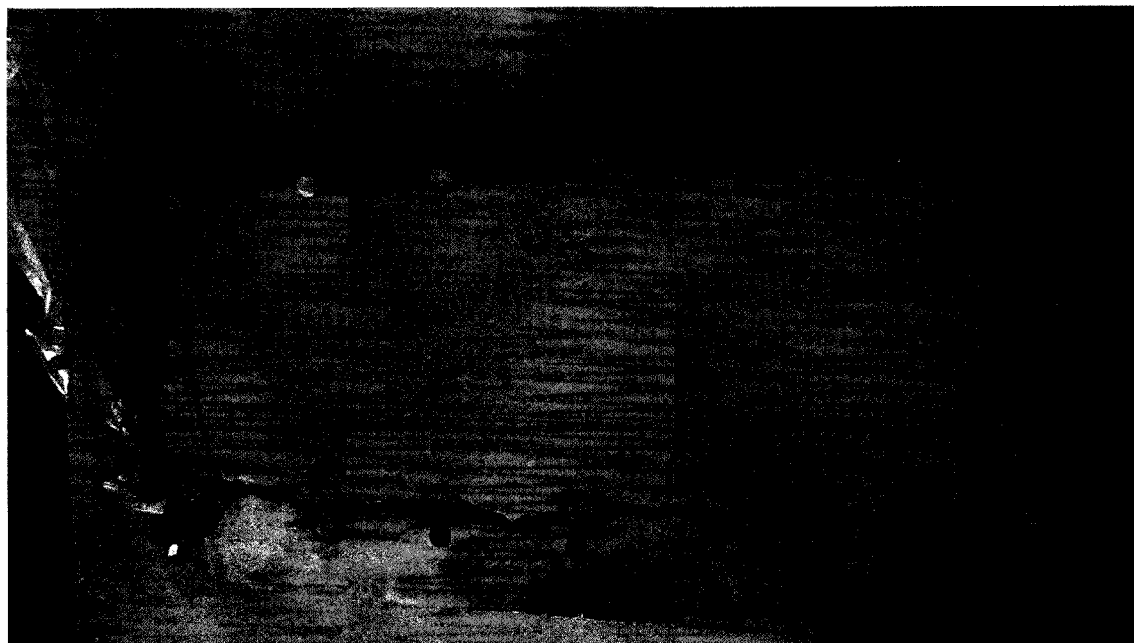
Une fois les essais terminés et les observations recueillies, les piliers ont été sciés transversalement dans la zone de chevauchement, à 100 mm du dessus de la semelle. Cette coupe de chacun des piliers a permis d'observer la fissuration interne et les plans de rupture dans la zone de chevauchement. Les informations recueillies grâce à ces coupes sont très intéressantes et sont rapportées aux paragraphes suivants.

Dans un premier temps, le spécimen S1 a été scié. La figure 5.71 permet d'apprécier la hauteur de la coupe et présente l'endommagement de la base du pilier.



**Figure 5.71 : Hauteur de la coupe de S1**

Cette figure permet de constater encore une fois l'endommagement très important des coins de la structure. La figure 5.72 permet d'observer la fissuration interne entre les barres chevauchées qui s'est développée tout au long de l'essai.



**Figure 5.72 : Vue de la face inférieure de la coupe de S1**

On remarque tout d'abord sur cette figure que la face en haut de l'image est plus endommagée, le béton de recouvrement et les barres du pilier n'étant plus présents. Toutefois, cette observation ne porte pas un grand intérêt puisque cet endommagement résulte des manipulations effectuées pour réaliser les coupes. À l'opposé, la portion inférieure de la figure permet d'observer le plan de fissuration transversal qui relie les barres d'ancrage de la semelle. Les barres du pilier, surlignées d'un point sur la figure 5.72, sont encore présentes sur cette face, tout comme le béton de recouvrement. Le plan de fissuration semble passer entre les barres chevauchées pour ensuite pénétrer un peu plus profondément dans le pilier et s'aligner sur le centre de la barre de la semelle. L'analyse du plan de rupture des spécimens de référence des essais d'arrachement faisait ressortir des observations similaires.

On note de plus qu'une seule fissure de fendage à travers le béton de recouvrement vers la face extérieure est visible sur la photo et elle est marquée à l'aide de la flèche sur la figure 5.72. C'est donc dire que la combinaison des étriers et du béton de recouvrement a permis de bien reprendre les efforts de traction vers les surfaces extérieures, mais que

les efforts internes de traction ont aisément fait fissurer le béton entre les chevauchements. Il semble possible d'affirmer que le plan de fissuration s'est installé rapidement si l'on observe les hystérèses de l'essai et la chute rapide de capacité portante.

La figure 5.73, permet d'observer une fissuration différente de celle de la figure 5.72. Il s'agit toujours de la même vue de la coupe du pilier S1, mais cette fois, il semble y avoir deux plans de fissuration de fendage parallèles.



**Figure 5.73 : Fissuration de fendage sur deux plans parallèles dans le pilier S1**

Il y a lieu de se questionner sur l'origine d'un second plan de fissuration parallèle. Il faut aussi souligner que cette fissuration n'est pas retrouvée tout le long du plan de rupture mais bien à certains endroits seulement. Un de ces endroits est indiqué sur la figure 5.74 où les fissures ont été surlignées de manière à mieux les observer. Il n'est pas évident d'expliquer ce phénomène. Une des hypothèses plausible serait que le plan de fissuration secondaire, celui le plus rapproché de la face externe, aurait été créé et ouvert



par le glissement important des barres. L'appui des crénelures de la barre aurait détruit le béton d'enrobage ce qui aurait entraîné le glissement et l'ouverture de la fissuration.

La figure 5.74 permet aussi d'observer une fissure importante soulignée à l'aide de flèche qui traverse le pilier en passant par une barre du petit côté. Cette fissure entre dans le cœur de la colonne ce qui est très dommageable pour l'intégrité structurale de la pile. L'explication de ce phénomène provient vraisemblablement de la désintégration rapide du couvert de béton sur ce côté qui n'a pas permis aux barres de conserver leur ancrage très longtemps. Ainsi l'endommagement successif du béton a fait pénétrer les plans de fissuration vers l'intérieur de la pile et éventuellement, ces derniers ont rejoint les plans de fissuration transversaux des faces longues.



**Figure 5.74 : Vue du côté supérieur de la coupe de S1**

Cette coupe du spécimen S1 a donc permis d'apprécier l'endommagement interne qu'a causé l'essai cyclique sur le béton. Le plan de rupture est visible et laisse planer aucun doute sur l'orientation des efforts internes pendant l'essai.

Une coupe similaire a aussi été effectuée dans le pilier réparé, S2. La figure 5.75 montre la hauteur de la coupe et l'intégrité du BFUP d'enrobage. La figure 5.76 permet de voir de plus près une partie de la face inférieure de la coupe.



**Figure 5.75 : Coupe du spécimen S2**



**Figure 5.76 : Face inférieure de la coupe de S2**

Ce qui est frappant en observant les figures 5.75 et 5.76 en comparaison avec celles de S1 est l'intégralité du béton d'enrobage et l'absence presque totale de fissuration interne. Il est possible de voir que le joint froid semble s'être ouvert de quelques millimètres. C'est cette observation qui a permis d'émettre l'hypothèse d'une rupture d'interface, relatée à la section 5.7, lors de l'essai de flexion monotonique. Il est possible d'observer quelques petites fissures près de la barre d'ancrage de la semelle se dirigeant vers le joint froid à certains endroits. Cette observation était attendue puisqu'elle avait déjà été soulignée lors des essais d'arrachement du chapitre 4. Il faut toutefois noter que ces petites fissures sont généralement près des barres dont le recouvrement arrière en BFUP était moins important en raison d'une démolition moins profonde. Cette coupe a permis de renforcer les conclusions tirées des résultats de l'essai cyclique. Les nombreux cycles effectués et les grands déplacements atteints n'ont pas suffi à désagréger le BFUP d'enrobage. Il est demeuré presque parfaitement intact et ainsi pu conserver sa capacité à transférer les efforts d'une barre à l'autre.

#### 5.8.4 Comportement global

Le comportement global des structures est aisément identifiable grâce aux graphiques hystérétiques. Les paragraphes suivants présentent donc les hystérèses des deux essais cycliques ainsi que différents graphiques décomposant les résultats. Dans le but de comparer visuellement et rapidement les comportements hystérétiques des deux essais, les hystérèses de chacun des essais ont été placées sur un même graphique. La figure 5.77 présente ces graphiques.

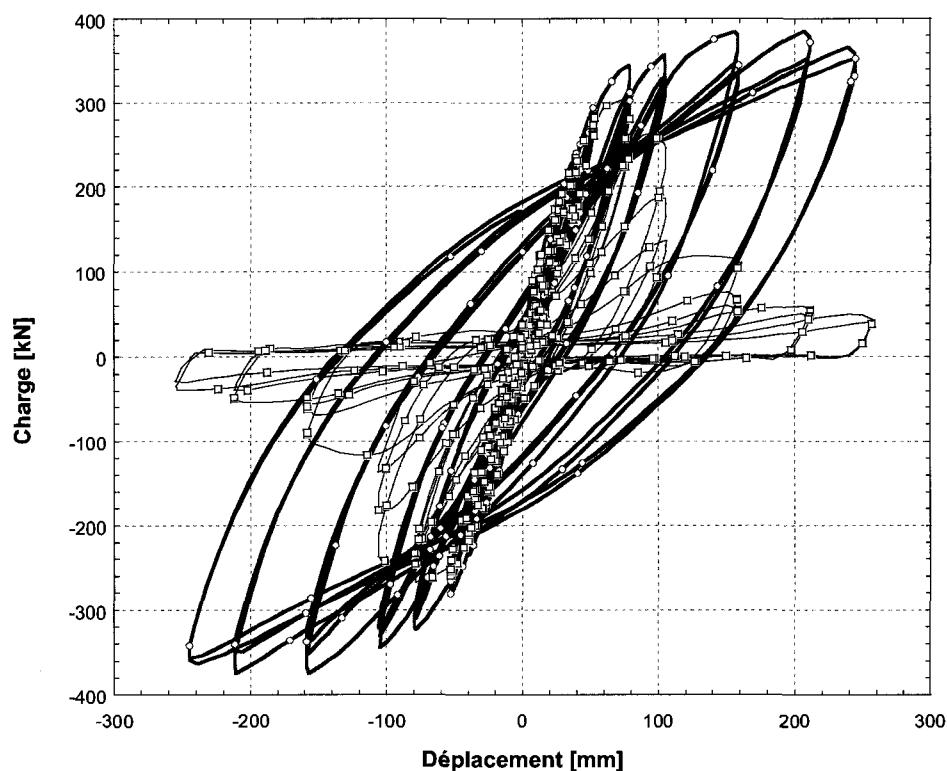
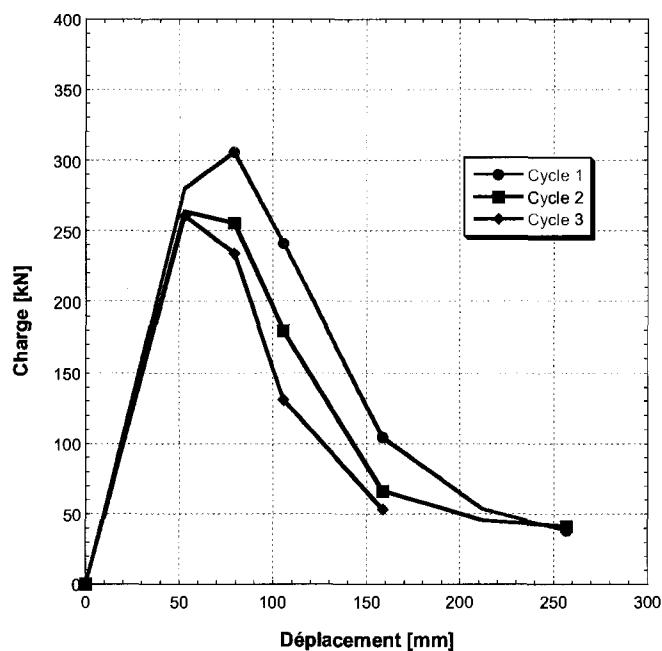


Figure 5.77 : Hystérèse des deux piliers

Afin d'obtenir une meilleure visibilité de la différence significative dans le comportement des deux piliers, un graphique des déplacements maximums a été tracé

pour chaque pilier. Dans un premier temps, les figures 5.78 et 5.79 présentent les charges maximales atteintes à chaque cycle pour les déplacements spécifiés dans le protocole d'essai. Ces graphiques permettent de comparer la perte de capacité portante pour un même déplacement lors du cycle suivant. Les deux derniers déplacements spécifiés,  $\mu = 4,0$  et  $\mu = 5,0$ , ne comportent que deux cycles. Il faut noter que les échelles des graphiques sont les mêmes de manière à permettre une comparaison facile. Ces deux graphes ont été mis ensemble et le résultat est présenté à la figure 5.80.



**Figure 5.78 : Comparaison des cycles pour chacun des cycles de déplacements du spécimen S1**

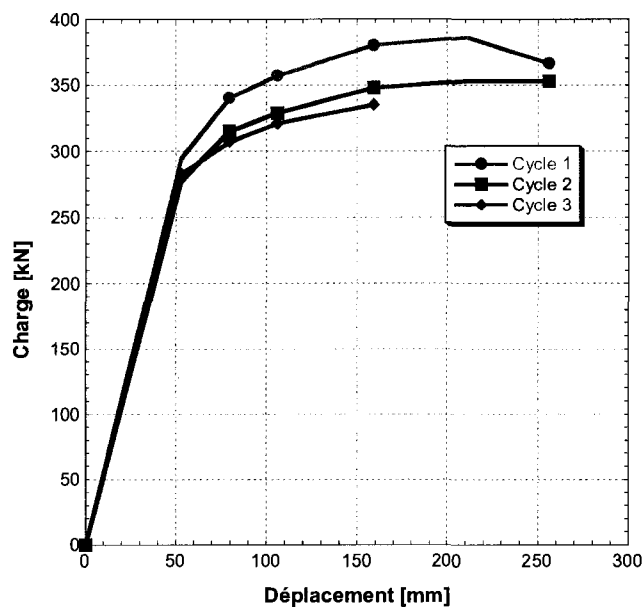


Figure 5.79 : Comparaison des cycles pour chacun des cycles de déplacements du spécimen S2

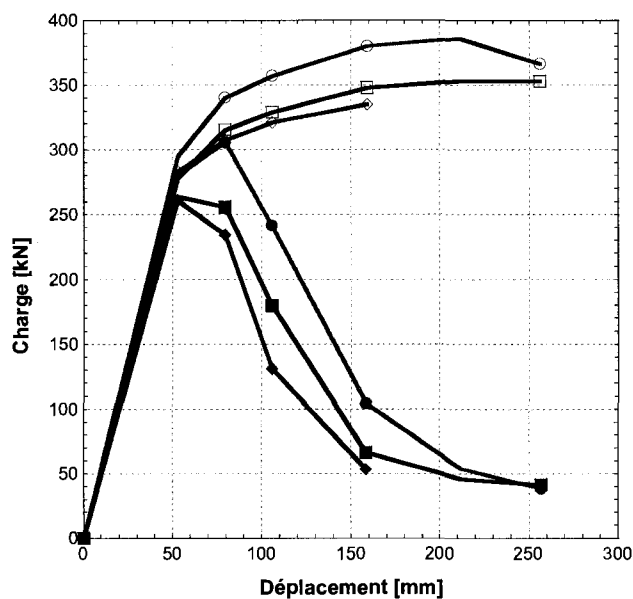


Figure 5.80 : Comparaison des cycles des deux piliers

Il s'agit des mêmes données que celles utilisées pour réaliser les courbes hystérésis, mais cette fois arrangées différemment. Cela permet de voir un comportement écouissant pour un spécimen alors que l'autre subit une détérioration rapide de sa capacité portante. Une observation intéressante est liée à la perte de chargement des

cycles additionnels pour un déplacement donné. Si l'on prend un déplacement de 160 mm, soit  $\mu = 3,0$ , on remarque que la perte de charge entre les deux premiers cycles est d'environ 40 kN pour les deux piliers. Ensuite, la perte de charge entre le deuxième cycle et le troisième est plus faible à environ 10 kN pour les deux spécimens. Il faut toutefois observer que ce n'est pas le cas à pour les ductilités de 1,5 et 2,0 où la perte de charge est plus importante pour le spécimen S1.

Lorsque l'on tente d'analyser la performance d'une structure à résister à un tremblement de terre, une des variables importantes à considérer est sa capacité à dissiper de l'énergie, sa ductilité. Tel que l'on a mentionné précédemment, la quantité d'énergie dissipée correspond à la sommation des aires internes des hystérèses de chaque cycle. L'unité utilisé pour le calcul de l'énergie est le Joule [J] où  $[J] = [N] [m]$ . La figure 5.81 présente le graphique comparatif de l'énergie dissipée par cycle pour chacun des piliers. Puisque que pour chaque ductilité plusieurs cycles, trois ou deux, ont été réalisés, la valeur de la dissipation d'énergie représente la moyenne des cycles pour un même déplacement.

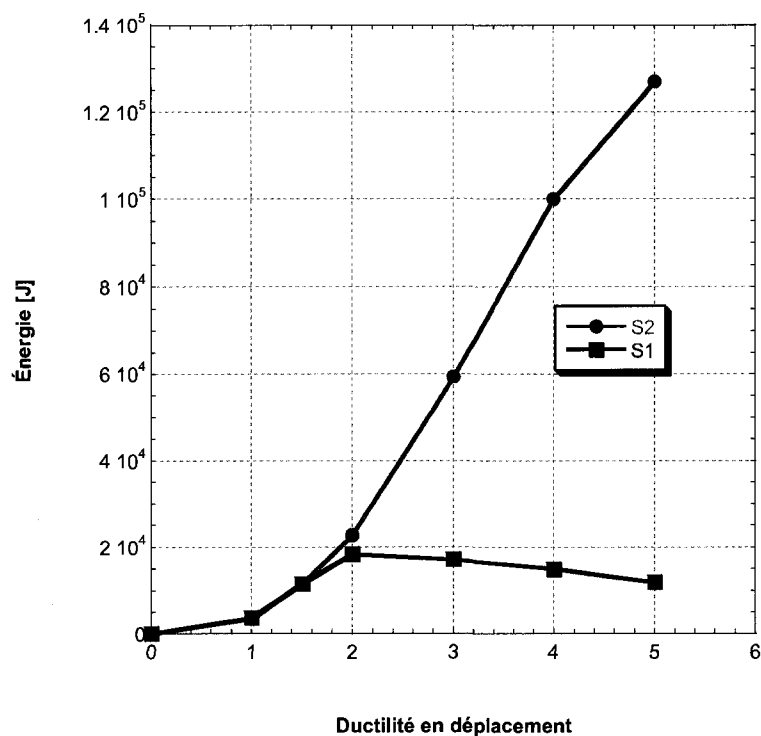
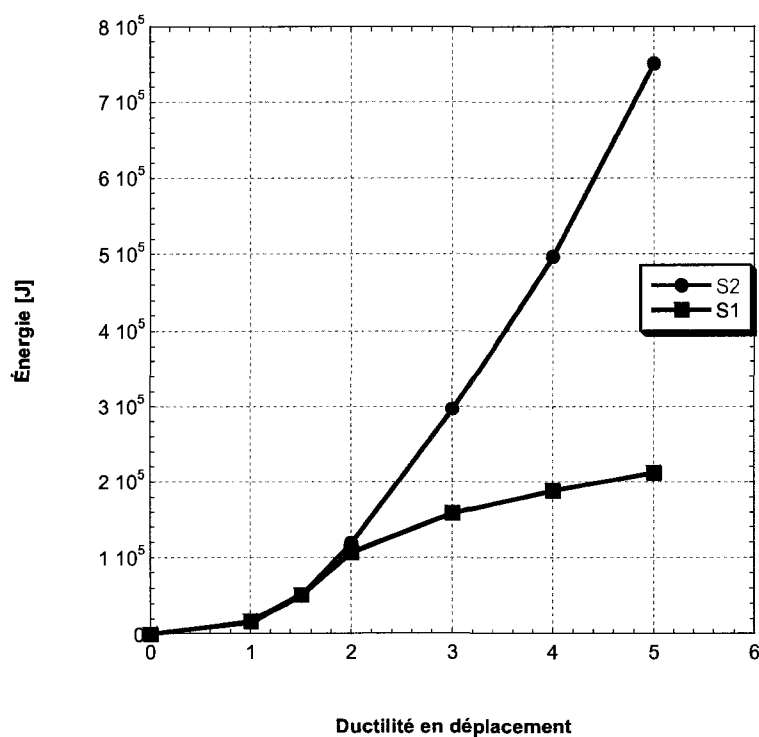


Figure 5.81 : Énergie dissipée par cycle pour chacun des piliers.

La figure 5.81 permet d'observer quelques points intéressants. Premièrement, on remarque que la dissipation d'énergie pour  $\mu = 1,0$  est sensiblement égale. Jusqu'à ce point, le pilier demeure en mode élastique et le renforcement n'a que très peu d'effet sur le comportement. On remarque aussi qu'à ce point l'énergie dissipée est très faible à environ 3,5 kJ. Ensuite, l'entrée dans le domaine inélastique est marquée par un changement de pente des courbes qui sont toujours superposées. Il faut rappeler que c'est à partir de ce point dans l'essai que des différences importantes sont survenues dans le comportement des piliers. Ceci se reflète sur l'énergie dissipée des ductilités supérieures. Le pilier S2 présente une courbe fortement ascendante qui témoigne d'une dissipation d'énergie proportionnelle à l'augmentation de la ductilité dans le domaine non-linéaire. C'est ce comportement qui est à la base des conceptions parasismiques des codes S6-00 et S6-06. Un élément ductile peut dissiper une très grande quantité d'énergie tandis qu'une structure entièrement élastique ne dissipe que très peu d'énergie. Le pilier S1 dissipe un maximum d'énergie à une ductilité de 2,0 avant de voir sa



capacité à le faire diminuer graduellement. Pour démontrer la différence très importante entre les deux comportements, on peut souligner qu'à chaque cycle de ductilité égale à 5,0, le pilier S2 dissipe dix fois plus d'énergie que le pilier S1. La figure 5.82 présente l'énergie dissipée cumulée à chaque ductilité pour les deux essais.



**Figure 5.82 : Énergie dissipée cumulative pour les deux spécimens**

Cette figure vient confirmer et renforcer les affirmations reliées à la figure 5.81. Il est donc possible d'observer qu'à la fin des essais, le spécimen S2 a dissipé 750 kJ tandis que le spécimen S1 a dissipé 212 kJ. Une augmentation du nombre de cycles ou du déplacement maximal n'aurait fait qu'agrandir cet écart déjà important.

Des LVDT, ZN et ZS, avaient été placés pour mesurer le soulèvement des piles par rapport au dessus des semelles. Les figures 5.83 et 5.84 présentent ces mesures pour les spécimens S1 et S2 respectivement. Les premières constatations sont que le comportement du pilier S1 semble assez symétrique et que le soulèvement est important.

Il n'est toutefois pas possible de mesurer le soulèvement final puisque la limite de la course du LVDT a été atteinte comme en témoigne le plateau présent autour de 20 mm pour chaque courbe. Le pilier S2 présente seulement une courbe adéquate puisque le LVDT du côté sud n'a pas mesuré correctement le soulèvement.

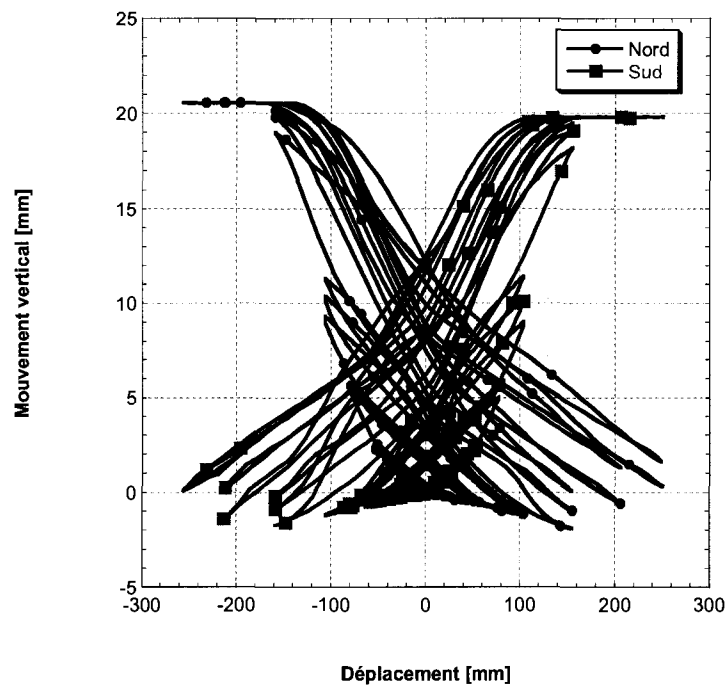
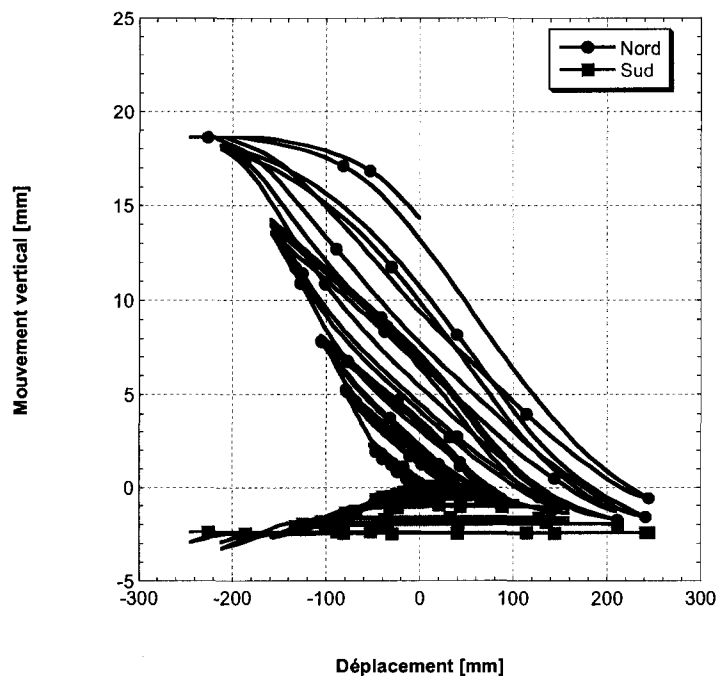


Figure 5.83 : Mouvement vertical du pilier S1 par rapport à la semelle



**Figure 5.84 : Mouvement vertical du pilier S2 par rapport à la semelle**

De manière à comparer plus aisément les deux spécimens, la courbe du côté nord de S2 et la courbe du côté sud de S1 ont été tracées sur un même graphique. La figure 5.85 présente ces courbes. Premièrement, on note que le comportement est similaire et que le côté en compression des piles a un comportement presque identique. Au niveau du côté en traction le maximum semble être différent. Toutefois, il a été mentionné que les LVDT du pilier S1 ont atteint leur course maximale avant la fin de l'essai. Le LVDT de la face nord du spécimen S2 semble aussi être en bout de course. Si la valeur maximale n'est pas identique pour les deux LVDT c'est en raison du positionnement initial de l'appareil au début de chacun des essais. Il n'est donc pas possible de conclure sur le soulèvement maximal des piliers. On peut d'affirmer que le soulèvement du spécimen S1 vient en partie du glissement des barres et en partie de la déformation inélastique des armatures alors que pour le spécimen S2 le soulèvement provient majoritairement de la déformation inélastique des armatures car l'ancrage procuré par le BFUP aux armatures a grandement diminué le glissement.

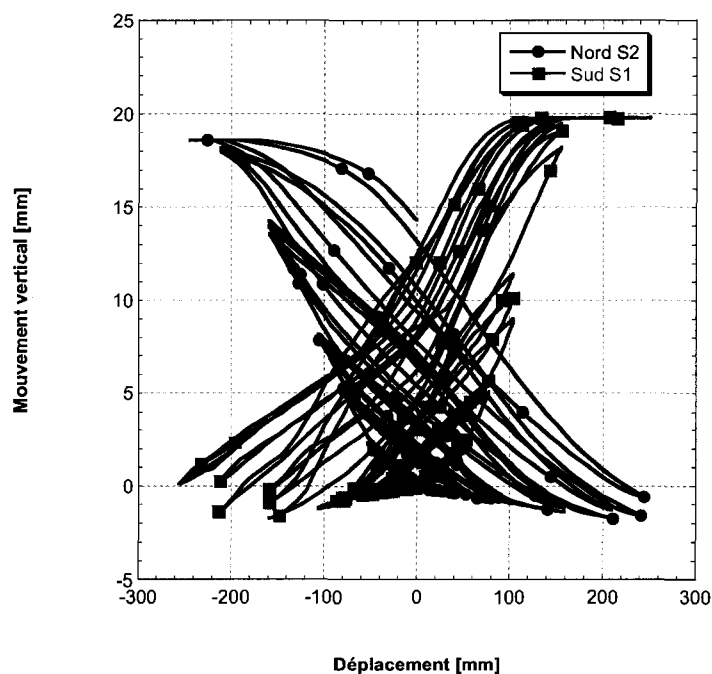


Figure 5.85 : Comparaison des mouvements verticaux des deux piles

## 5.9 Discussions

À la suite de toutes ces analyses, la comparaison la plus pertinente provient des hystérèses charge-déplacement et de l'observation de la fissuration. Plusieurs instruments de mesure avaient été installés de manière à bien capter les différences et pouvoir effectuer une comparaison efficace entre les piliers. Ces mesures ont perdu de leur importance en raison de l'écart très important entre le comportement des deux piliers. L'analyse fine des résultats n'implique plus la comparaison des données des LVDT en raison du grand écart mais surtout de l'observation des hystérèses et des photographies. Les instruments de mesures permettent de valider et de prouver les conclusions tirées des observations. Dans le cas du pilier de référence, cet essai a permis de confirmer l'hypothèse de départ selon laquelle les piliers conçus avec les règles antérieures à celles introduites dans les codes S6-88 et S6-00 n'ont pas la capacité de

résister à un tremblement de terre important nécessitant un comportement ductile. La perte rapide de rigidité et de capacité portante les mettrait rapidement à risque de ruine ou de dommages très importants. À l'opposé, le pilier S2 présente un comportement exemplaire car il conserve sa rigidité, sa capacité portante et présente même un comportement écrouissant.

Ensuite, lors du test monotonique vers l'ultime, réalisé après les essais cycliques, les résistances du béton et du pilier étaient si grandes que deux barres d'armature ont été amenées à la rupture. Et ce, sans que le béton d'enrobage, c'est-à-dire le BFUP de réparation, ne soit abîmé. La réparation a su conférer au pilier réparé les propriétés attendues pour permettre un comportement ductile lors de sollicitations cycliques successives.

En conclusion, le développement expérimental et l'analyse des résultats a permis d'atteindre les objectifs de cette partie de la recherche. Dans un premier temps, la réparation a aisément été effectuée ce qui assure une reproductibilité possible en chantier. Dans un deuxième temps, le comportement problématique des structures existantes a été mis à jour et démontré et la performance de la réhabilitation a surpassé les attentes.

## **CHAPITRE 6**

### **Conclusions**

#### **6.1 Rappel des objectifs**

L'objectif principal de cette étude était d'améliorer le comportement des piliers rectangulaires présentant une déficience au niveau de la conception du joint de chevauchement menant à la perte d'ancrage des barres longitudinales et la rupture du pilier. De manière à atteindre cet objectif, le projet a été divisé en quatre parties distinctes. Dans un premier temps, il fallait d'abord faire une recherche littéraire de manière à situer les derniers développements sur le sujet et permettre de jeter les bases d'une philosophie et d'une technique de réhabilitation. Il a ainsi été déterminé au tout début du projet que le renforcement étudié allait être constitué d'un BRF de réparation remplaçant le béton de recouvrement original. La seconde partie de l'étude portait sur la formulation et l'optimisation de BRF permettant de répondre aux critères fixés par la technique de réparation. La troisième étape consistait à évaluer les deux BRF, un BRF traditionnel et un BFUP, dans le cadre d'un essai d'arrachement stimulant une rupture par fendage. Les conclusions de cette étape ont ensuite permis de réhabiliter un pilier rectangulaire de grande dimension et de le soumettre à un essai cyclique. Le présent chapitre résume les idées principales du projet, retrace les principales conclusions et présente des recommandations pour les études futures sur le sujet.

## **6.2 Comportement des piliers de ponts soumis à des efforts sismiques**

Tout d'abord, les risques sismiques du Québec ont été présentés et cela a permis de constater que l'aléa sismique est important au Québec. Le présent mémoire a mis l'emphasis sur l'importance de réhabiliter les piliers de ponts de conceptions antérieures à celle de CSA S6-88 en raison des déficiences sismiques mises en évidence lors de tremblements de terre historiques. De plus, les observations et recherches sur le sujet ont clairement indiqué que les conceptions de ces années ne permettaient pas de résister adéquatement à des efforts sismiques, les principaux problèmes étant :

- une résistance en flexion insuffisante;
- un manque de confinement au niveau du chevauchement d'armature;
- un manque de ductilité au niveau de la rotule plastique;
- la perte rapide de la rigidité et de la capacité portante des structures.

Ces conclusions ont été confirmées lors d'essais sur les grands piliers effectués dans le cadre de cette recherche et rapportés au chapitre cinq de ce mémoire. L'utilisation des normes de conceptions datant des années soixante-dix a clairement mis en évidence les lacunes soulignées dans la littérature. Ainsi, puisque plusieurs constructions du parc d'ouvrages d'art québécois datent de ces années, il est primordial d'effectuer des réhabilitations permettant d'améliorer le comportement des ponts soumis à des efforts sismiques.

L'approche retenue pour réaliser la réhabilitation de ce type de pilier combine les propriétés intrinsèques des BRF et l'augmentation du confinement au niveau du chevauchement. Le remplacement du béton d'enrobage au niveau du chevauchement par un BRF de réparation devait permettre d'augmenter la force d'ancrage au niveau des barres d'armatures, réduire la fissuration de fendage et confiner les coins du pilier.

### 6.3 Développement des BRF autonivelants

Le troisième chapitre de ce mémoire portait sur le développement et l'optimisation de BRF fluides. Deux mélanges très différents ont été optimisés de manière à comparer leur efficacité. Dans un premier temps, un BRF de 55 MPa de rhéologie traditionnel a été optimisé à l'aide de la méthode Baron-Lesage en utilisant 1 % volumique de fibres de 35 mm. Le mélange de base a été facile à réaliser mais on devait atteindre un niveau de fluidité plus important que celui retrouvé dans la majorité des BRF de ce type. Pour y arriver plusieurs mélanges ont été réalisés de manière à ajuster la quantité de superplastifiant et d'agent viscosant pour l'atteinte d'un optimum alliant fluidité et cohésion. Le mélange final présentait des caractéristiques mécaniques intéressantes en plus d'un étalement satisfaisant de 530 mm.

Dans un deuxième temps, un BFUP, fabriqué à l'aide de matériaux locaux, a été modifié et optimisé. Ce mélange se devait d'être facilement réalisable de manière à pouvoir le reproduire en industrie. La quantité de fibres a donc été diminuée à 3 % ce qui est inférieur aux mélanges de Braïke (2007), utilisant 5 à 8 % de fibres, précédemment développés à l'École Polytechnique de Montréal. Ce mélange est parfaitement autonivelant et permet d'atteindre une résistance en compression de 129 MPa. De plus, sa résistance à la fissuration, déterminée à l'aide d'essais de flexion, est de 25.6 MPa, soit de trois à quatre fois plus élevée qu'un BRF standard.

Ces mélanges répondaient donc aux critères de fluidité posés au début du développement de manière à permettre une mise en place facile dans les coffrages. De plus, ces mélanges sont faciles à réaliser et il est possible de les reproduire en usine.



## 6.4 Essais d'arrachement

L'objectif de ces essais était principalement de comparer l'efficacité des deux BRF de réparation et évaluer leur capacité de freiner une rupture par fendage. Le montage expérimental avait donc été créé de manière à stimuler cette rupture. Des spécimens de référence, non réparés, étaient donc comparés à ceux restaurés à l'aide de BRF ou de BFUP. Certaines colonnes possédaient trois chevauchements alors que d'autres en possédaient deux.

Les tests ont été concluants et les résultats sans équivoques. Les renforcements en BRF standard permettaient des gains au niveau de la charge de rupture de 15 à 20 % alors qu'un renforcement en BFUP a permis d'augmenter de 90 % la charge de rupture pour une colonne. L'étude se voulant qualitative et non quantitative, les résultats numériques ne doivent pas être utilisés comme étant des valeurs exactes puisqu'il n'y a pas eu de répétitivité suffisante dans les essais et de validation statistique. Par contre, la tendance des résultats et l'observation de la fissuration durant les essais ont permis de conclure à la très grande efficacité du BFUP d'autant plus lorsque l'on tient compte du fait que le design a été réalisé de manière à créer une rupture par fendage et perte d'ancrage rapidement. Il ne fait aucun doute qu'une réparation de ce type permettrait d'améliorer le comportement d'un pilier soumis à des efforts de flexion. Cela a été vérifié lors de la dernière étape expérimentale rapportée au chapitre cinq.

L'efficacité d'ancrages mécaniques n'a pas été aussi concluant, et ce partiellement en raison de l'efficacité du BFUP qui a permis de plastifier les barres avant d'atteindre la rupture. La combinaison des ancrages mécaniques et d'une réparation en BFUP n'a donc pas pu être vérifiée, la charge maximale ayant été atteinte sans ancrages. Toutefois, en présence de BRF, les ancrages ont permis d'améliorer la charge de rupture de 18 %.

Il est donc possible d'affirmer à l'aide de ce résultat et du principe d'action des ancrages que ces derniers pourraient être efficaces pour ralentir la progression d'une fissure de fendage. Ils n'avaient toutefois pas été retenus pour la suite du projet expérimental en raison de la grande confiance envers les capacités du BFUP. De plus, des étriers en quantité suffisante permettent de solidariser la couche de BFUP avec le cœur du pilier grâce aux branches des étriers qui y sont ancrées.

## **6.5 Essais sur piliers de grande dimension**

Cette dernière étape expérimentale a permis l'aboutissement de ce projet de recherche. L'objectif était tout d'abord de vérifier la réponse d'un pilier de conception antérieure à 1988 lors d'un essai statique-cyclique permettant d'en déduire le comportement lors d'un séisme. Le protocole de chargement statique avait comme objectif de permettre l'évaluation de la capacité des piliers à répondre à des chargements cycliques. Plusieurs cycles à faibles déplacements ont été réalisés de manière à simuler le type d'ondes sismiques se produisant dans l'est de l'Amérique du Nord. Par la suite, de plus grands déplacements étaient introduits.

L'essai réalisé sur le spécimen de référence, S1, a permis de valider les inquiétudes face au comportement des piles de ponts de conception antérieure à 1988. La réponse du spécimen s'est avérée médiocre. Il a subi une perte de capacité portante rapide associée à une perte de rigidité en raison de la désintégration du couvert de béton causé par des fissures de fendage et de flexion. Le même protocole de chargement a ensuite été appliqué au spécimen réparé, S2. Les résultats ont été complètement opposés à ceux du pilier S1. Le pilier a démontré un comportement écrouissant ce qui a forcé une augmentation de la charge pour atteindre des déplacements plus importants. Il convient de rappeler que la réparation implique seulement de démolir le vieux béton d'enrobage, sur une hauteur de 800 mm et une profondeur variable d'environ 160 mm, et de couler

la quantité équivalente de BFUP comme béton de réparation. En procédant à cette réhabilitation, on passe d'un comportement cyclique médiocre à une réponse respectant les critères établis. La réparation est facile à réaliser en chantier puisqu'elle reprend des techniques bien connues des entrepreneurs et des travailleurs. De plus, une réparation impliquant un matériau similaire a déjà été réalisée en chantier. Un BFUP a été utilisé pour la réfection d'un pont. Pour y parvenir, le mélange avait été fabriqué à l'usine, transporté par camion et il a été coulé en chantier (Putallaz et Denarié, 2006). De plus, d'un point de vue économique, cette solution semble être avantageuse. La démolition et les coffrages ne sont pas des travaux très onéreux mais la fabrication du BFUP peut l'être. Par contre, pour réparer un pilier de deux mètres de large, on a utilisé seulement 0,5 mètre cube de béton. Même si le coût d'un mètre cube de BFUP est plus élevé, le coût de la réparation complète d'un pilier ou de plusieurs piliers est presque négligeable lorsque combinée à d'autres travaux.

Le comportement écrouissant du pilier S2 a permis une grande dissipation d'énergie. En comparant les deux derniers cycles des deux piliers, on a observé une quantité d'énergie dissipée dix fois supérieure pour le pilier S2. La charge nécessaire à atteindre le déplacement final spécifié était d'environ 365 kN pour le spécimen S2 comparativement à une force de 45 kN pour le spécimen S1. L'aspect extérieur des piliers a aussi été observé attentivement. Pour le pilier S1, dès le début du domaine inélastique, d'importantes fissures de fendage sont apparues et ont désintégré les coins et les côtés du pilier. Les barres et les étriers ont été mis à découvert sur les côtés en raison de la désintégration du béton. L'étude de la coupe transversale du pilier S1 a permis de distinguer clairement un plan de fissuration parallèle aux faces. Les barres n'avaient plus l'ancrage nécessaire pour la transmission des efforts vers la semelle. La capacité portante a ainsi chuté dramatiquement. L'aspect extérieur du pilier S2 est resté presque inchangé tout au long de l'essai. Aucune fissure importante de fendage n'est apparue et l'observation de la coupe transversale dans la zone de chevauchement a fait ressortir

l'absence presque complète de fissures dans le BFUP. Seul le joint froid entre les deux matériaux semble s'être ouvert de quelques millimètres.

À la suite de l'essai cyclique, le pilier S2 a subi un essai de flexion monotonique vers de plus grands déplacements. Le pilier a atteint une ductilité en déplacement de  $\mu = 7,0$  avant que le montage des vérins ne force l'arrêt de l'essai. À ce point, la pente de la courbe force-déplacement était toujours positive. Il est important de souligner que deux barres d'armature ont été sectionnées pendant cette partie de l'essai. Le BFUP d'enrobage a donc procuré l'ancrage nécessaire à l'atteinte de la résistance ultime des deux barres. Un renforcement sismique efficace, économique et simple à réaliser a donc été développé pour les piliers rectangulaires dont le dimensionnement de la zone de chevauchement n'est pas adéquat. Il convient de rappeler que cette réfection est effectuée sans l'ajout de confinement passif externe qui est normalement à la base des techniques usuelles de réhabilitation sismique. La chemise de BFUP augmente probablement légèrement le confinement des coins du pilier, mais ce confinement du matériau n'est pas la raison principale de la performance de la réhabilitation. Il s'agit d'une avancée imposante dans ce domaine.

## 6.6 Utilisation du BFUP

Maintenant que la performance structurale a été établie, que l'on sait qu'il est possible de réaliser la réparation en chantier à des coûts avantageux, les qualités intrinsèques du matériau de réparation, le BFUP, doivent être soulignées. La grande quantité de liant, ciment et fumée de silice, et le peu d'eau utilisé dans le mélange rend l'hydratation de toutes les molécules impossibles. Il y a donc une très grande quantité de liant qui n'a pas réagi, toutefois ces molécules demeurent réactives. Ainsi, lorsque des molécules d'eau pénètrent dans la matrice, ils entrent en contact avec des molécules de ciment ou de fumée de silice non hydratées, alors le processus d'hydratation est initié. Cet aspect est

dénommé autocicatrisation puisque le béton peut se protéger lui-même et ainsi, pallier à la pénétration d'eau. De plus, la matrice cimentaire du BFUP est si compacte et dense que le matériau, comparativement à du béton ordinaire, est quasi impénétrable (Charron et al., 2008). Donc en combinant cette très faible porosité avec les capacités d'autocicatrisation du béton, on s'assure que la pénétration des ions chlores et la corrosion qui en résulte ne devienne pas un problème. La durée des vies des infrastructures réparées avec du BFUP serait ainsi augmentée de manière significative puisque la corrosion est un problème important dans nos structures. Une des propriétés importantes du BFUP est sa capacité d'adhérer à une surface, ce qui assure une intégralité des zones réparées à long terme. Cette propriété a surtout été mise de l'avant lors des essais d'arrachement du chapitre quatre, où le plan de réparation était très préjudiciable pour la colonne. Malgré tout, le BFUP a permis d'atteindre des charges de rupture très élevées en grande partie grâce à l'ancrage avec le béton original. Un autre avantage important que possède le BFUP est la résistance à la fissuration comme il a été possible de constater lors de l'essai du pilier S2. Cette résistance à la fissuration permet encore une fois d'assurer l'intégrité structurale et esthétique de l'ouvrage.

En conclusion, il est possible d'affirmer que les résultats des essais cycliques et de l'essai monotonique vers l'ultime sont très prometteurs. Ainsi, il est d'avis de l'auteur que la combinaison des diverses propriétés intrinsèques du matériau, le gain de performance structural et la facilité de réalisation de la réparation assure à cette réhabilitation un avenir prometteur. Il est possible de penser que ce type de réparation pourrait être appliqué à plus large échelle, dans d'autres applications. Par exemple, certains piliers d'évacuateur de crue, des colonnes de bâtiments, des piliers de géométries différentes, des parements de tunnel, des parements esthétiques, etc. De plus, ce mémoire portait sur la réhabilitation de structures existantes, mais rien n'empêche de faire le lien avec de nouvelles constructions. Lors de conception d'éléments importants structuralement ou esthétiquement, il serait peut-être intéressant d'ajouter une couche

externe de BFUP pour protéger les barres d'armature. L'étude de cette technique ne fait que débiter et déjà il est possible d'entrevoir de grands développements.

## **6.7 Recommandations**

Ce projet de nature expérimentale amène un avancement certain du bagage de connaissances relié à la réhabilitation sismique de piles rectangulaires. Il y a toutefois lieu de préciser les recommandations et les orientations futures de la recherche dans le domaine pour poursuivre le développement de cette méthode de réhabilitation.

Dans un premier temps, il serait important d'améliorer la compréhension du phénomène d'ancrage et de transfert des efforts dans la zone de chevauchement. La modélisation numérique de ces phénomènes permettraient de visualiser le comportement d'un joint de chevauchement soumis à de la traction. M. Emre Yildiz, doctorant à l'École Polytechnique de Montréal sous la supervision de M. Bruno Massicotte, travaille d'ailleurs sur le sujet. L'objectif final de cette modélisation serait d'évaluer le diamètre contributif à l'ancrage de la barre de manière à connaître l'enrobage nécessaire en BFUP pour développer la capacité ultime des barres. Cette étape semble primordiale à l'établissement de règles de calcul et de conception. Pour y parvenir, des essais d'arrachement standardisés devront être réalisés sur différents diamètres de barres avec différents recouvrements. Le but de ces travaux serait la modélisation générale d'un pilier rectangulaire soumis à un séisme dans laquelle on peut observer les mécanismes internes de rupture.

Au niveau du matériau utilisé pour la réhabilitation, le BFUP, il serait important d'ajuster le mélange de manière à ce qu'il résiste adéquatement aux effets du retrait. Des coulées test pourraient être effectuées de manière à vérifier cet aspect. Par la suite, il serait intéressant de travailler à la caractérisation de la résistance en traction pure du

BFUP et la relation avec la résistance à la fissuration. Cette étape est importante pour la modélisation de l'ancrage du chevauchement dans le BFUP.

De manière à améliorer le réalisme des essais sur les piliers de grande dimension, des essais dynamiques pourraient être intéressants. De plus, des chargements biaxiaux rendraient la simulation sismique encore plus véridique.

D'un point de vue plus général, il apparaît important d'améliorer les techniques de renforcements sismiques pour les autres modes de rupture. Il est évident que seulement un chemisage en BFUP dans la zone de chevauchement ne peut empêcher une rupture en cisaillement, longitudinalement ou transversalement, plus haut dans le pilier. Les expérimentations doivent être poursuivies de manière à renforcer les autres points faibles des conceptions antérieures à 1988. L'objectif est de connaître le type ou la combinaison de renforcement la plus efficace pour réhabiliter certains piliers rectangulaires déficients. Une attention particulière devrait aussi être portée aux fondations et aux longueurs d'assises des culées. Il ne faudrait pas effectuer une réhabilitation complète du pilier sans préalablement déterminer si la fondation est adéquate.

L'avancement des connaissances sur le sujet ne fait qu'accroître le désir de repousser la limite de la compréhension des phénomènes. Le sujet est loin d'être clos.

## Références

ABOUTAHA, R.S., ENGELHARDT, M.D., JIRSA, J.O. & KREGER, M.E. 1996. Retrofit of concrete columns with inadequate lap splices by the use of rectangular steel jackets. *Repair and Rehabilitation Research for Seismic Resistance of Structures*, vol.12, n°4, 693-714

AFGC. 2002. *Bétons fibrés à ultra-hautes performances – recommandations provisoires*. Documents scientifiques et techniques, 152 pages.

ALHOZAIMY, A.M., SOROUSHIAN, P. & MIRZA, F. 1996. Mechanical Properties of Polypropylene Fiber Reinforced Concrete and the Effects of Pozzolani Materials. *Cement & Concrete Composites* 18, 85-92.

ASSOCIATION CANADIENNE DU CIMENT 1995. *Concrete design handbook – CSA A23.3-94*, Second Edition, Association canadienne du ciment, Ontario.

ASTM – American Society for Testings and Materials. 2006. *Annual book of standards*, Vol. 04.02, West Conshohocken, PA, USA.

BACHE, H.H. 1989. Fracture mechanics in integrated design of new, ultra-strong materials and structures in fracture mechanics of concrete structures – From theory to applications, *Report of RILEM committee TC 90/FMA – Fracture Mechanics applications*, L. Elfgren Ed., Chapman & Hall, London, 382-398.

BANTHIA, N. & NANDAKUMAR, N. 2003. Crack growth resistance of hybrid fiber reinforced cement composites, *Cement & Concrete Composites*; 25, 3–9.



BASTIEN, D. 2004. *Utilisation structurale du béton fibré pour la conception des dalles de ponts*. M.Sc.A. Département des génies civil, géologique et des mine, École Polytechnique de Montréal, Québec, Canada.

BEKAERT. Data sheet – Dramix RC-65/35-BN.

BENTZ, E. & COLLIN, M. 1996, *RESPONSE 2000* [Logiciel], University of Toronto.

BRAIKE, S. 2007, *Conception d'éléments préfabriqués de ponts avec des bétons fibrés à haute et ultra haute performance*, M.Sc.A. Département des génies civil, géologique et des mines, École Polytechnique de Montréal.

CAIRNS, J. & JONES, K. 1996. An evaluation of the bond-splitting action of ribbed bars, *ACI Materials Journal*, January-February, Vol. 93, No. 1, 10-19.

CANTIN, R. & PIGEON, M. 1996. Deicer salt scaling resistance of steel-fiber-reinforced concrete. *Cement and Concrete Research*; 11(26): 1639-1648.

CASANOVA, P. 1995. *Bétons renforcés de fibres métalliques : du matériaux à la structure*, LCPC, Paris, 203 pages.

CHAGNON, N. 2004. *Renforcement sismique des piles de ponts en béton armé avec des matériaux composites externes*, M.Sc.A. Département des génies civil, géologique et des mines, École Polytechnique de Montréal, 226 pages.

CHAI, Y.H., PRIESTLEY, M.J.N. & SEIBLE, F. 1990. Retrofit of bridge columns for enhanced seismic performance, *US-Japan workshop on seismic retrofit of bridges*, Trukuba, Japon, Decembre.

CHARRON, J.P. 2006. *Technologie du béton CIV6505*. Notes de cours. École Polytechnique de Montréal.

CHARRON, J.P., DENARIE, E. & BRÛHWILER, E. 2008. Transport properties of water and glycol in an ultra high performance fiber reinforced concrete (UHPFRC) under high tensile deformation. *Cement and Concrete Research*, Volume 38, Issue 5, 689-698

CHEUNG, P.C., PAULAY, T. & PARK, R. 1991. New Zealand tests on full-scale reinforced concrete beam-column-slab subassemblages designed for earthquake resistance, *SP-123*, ACI, Detroit, Michigan, 1-38.

CHOI, Y. & YUAN, R.L. 2005. Experimental relationship between splitting tensile strength and compressive strength of GFRC and PFRC. *Cement and Concrete Research*; 35: 1587–1591.

CHUNG D.D.L. 2000. Cement reinforced with short carbon fibers: a multifunctional material. *Composites: Part B*; 31: 511-526.

COMMISSION GÉOLOGIQUE DU CANADA. 2005. *Carte d'aléas sismique*  
Gouvernement du Canada, Secteur des sciences de la terre. Consulté en Mars 2008. Tiré de : [http://seismescanada.rncan.gc.ca/hazard/simphaz\\_f.php](http://seismescanada.rncan.gc.ca/hazard/simphaz_f.php)

CANADIAN STANDARD ASSOCIATION 1966. *Code canadien sur le calcul des ponts routiers - CAN/CSA-S6-66*. Mississauga, Ontario, 176 pages.

CANADIAN STANDARD ASSOCIATION 1974. *Code canadien sur le calcul des ponts routiers - CAN/CSA-S6-74*. Mississauga, Ontario, 231 pages.

CANADIAN STANDARD ASSOCIATION 1994. *Design of concrete structures – CSA A23.3-94*, Toronto, Ontario, Canada.

CANADIAN STANDARD ASSOCIATION 1988. *Code canadien sur le calcul des ponts routiers - CAN/CSA-S6-88*. Mississauga, Ontario, 302 pages

CANADIAN STANDARD ASSOCIATION 2000. *Code canadien sur le calcul des ponts routiers - CAN/CSA-S6-00*. Mississauga, Ontario.

CANADIAN STANDARD ASSOCIATION 2006. *Code canadien sur le calcul des ponts routiers - CAN/CSA-S6-06*. Mississauga, Ontario.

CANADIAN STANDARD ASSOCIATION 2003. *Limit states design of steel structures – CAN/CSA S16-01*, Mississauga, Ontario, Canada.

DE LARRARD, F. 2002. *Construire en béton, l'essentiel sur les matériaux*. Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France.

DE LARRARD, F. & SEDRAN, T. 1994. Optimisation of ultra-high-performance concrete by the use of a packing model. *Cement and Concrete Research*, 24(6), 997-1009.

DENARIE, E. 2004. *Bétons Fibrés à Ultra-hautes Performances (BFUP)*, Notes de cours, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Suisse, 54 pages.

DING, Y. & KUSTERLE, W. 2000. Compressive stress-strain relationship of steel fibre-reinforced concrete at early age. *Cement and Concrete Research*; 30: 1573-1579.

EN 14651, *Test method for metallic fibered concrete - Measuring the flexural tensile strength (limit of proportionality (LOP), residual)*, Juin 2005.

FILLIATRAULT, A. 1996. *Éléments de génie parasismique et de calcul dynamique des structures*. Éditions de l'École Polytechnique de Montréal. Canada.

GAMBAROVA, P.G., ROSATI, G.P., & ZASSO, B. 1989. Steel-to-concrete bond after splitting : test results, *Materials and Structures*, 22, 35-47.

GRIEZIC, A. *Seismic evaluation and retrofit of concrete bridge columns and joints*, Ph.D. Department of civil engineering and applied mechanics, McGill University, Montréal. 334 pages.

HABEL, K. 2004. *Structural behaviour of elements combining ultra-high performance fibre reinforced concretes (UHPFRC) and reinforced concrete*. Ph.D., École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Suisse.

HOLLERAN, M. 1998. *Seismic performance of reinforced concrete bridge piers under simulated winter conditions*, M.Sc.A. Département de génie civil, géologique et des mines, École Polytechnique de Montréal, 164 pages.

KARBHARI, V.M. 1999. Seismic retrofitting and strengthening of columns with composite materials, *Conference on infrastructure regeneration and rehabilitation*, Sheffield, UK. June.

LEUNG, C. & SHAPIRO, N. 1999. Optimal steel fiber strength for reinforcement of cementitious materials. *Journal of Materials in Civil Engineering*; Vol 11, No 2 : 116-123

LI, Z., WANG, X., & WANG, L. 2005. Properties of hemp fibre reinforced concrete composites. *Composites: Part A* 2005; 2: 1–9.

LIN, Y. 1996. *Seismic behavior of bridge pier column lap splices*, Ph.D. Graduate college, University of Illinois at Urbana, 316 pages.

MASSICOTTE, B. 2007. *Calcul des structures en béton armé*, Notes de cours, École Polytechnique de Montréal.

MITCHELL, D. 2002. Aspects of Seismic Evaluation and Retrofit of Canadian Bridges, *S.M. Uzumery Symposium*, ACI international, SP 197-9, 169-190.

MITCHELL, D., SEXSMITH, R., & TINAWI, R. 1994. Seismic retrofitting techniques for bridges – a state-of-the-art report. *Canadian journal of civil engineering*, vol. 21, 823-835.

NATARAJA, N.C., DHANG, N., & GUPTA, A.P. 2001. Splitting tensile strength of SFRC. *Indian Concrete Journal*; 75: 287–290.

NOUR, A., DE MONTAIGNAC, R., MASSICOTTE, B., & CHARRON, J.P. 2007. Application et validation de la méthode de calcul inverse pour la conception en béton renforcé de fibres. *Huitième édition des journées scientifiques de regroupement francophone pour la recherche et la formation sur le béton (RF)<sup>2</sup>B*. Montréal, Québec, Canada.

PARANT, E. 2003. *Mécanismes d'endommagement et comportements mécaniques d'un composite cimentaire fibre multi-échelles sous sollicitations sévères : fatigue, choc, corrosion*. Ph.D., École Nationale des Ponts et Chaussées, France, 245 pages.

PARK S.J., SEO, M.K., SHIM, H.B., & RHEE, K.Y. 2004. Effect of different cross-section types on mechanical properties of carbon fibers-reinforced cement composites. *Materials Science and Engineering*; A366: 348–355.

PIGEON, M. & CANTIN., R. 1998. Flexural Properties of Steel Fiber-reinforced Concretes at Low Temperatures. *Cement and Concrete Composites*; 20: 365-375.

PRIESTLEY, M.J.N. & PARK, R. 1987. Strength and Ductility of Concrete Bridge Columns Under Seismic Loading. *Structural Journal*, Vol. 84, 61-76.

PRIESTLEY, M.J.N., SEIBLE, F. & CHAI, Y.H. 1992. *Design guidelines for assessment retrofit and repair of bridges for seismic performance*, A report to the National Institute of Standards & Technology under Contract number 50BNBIC6525, University of California, August 1992, 266 pages.

PRIESTLEY, M.J.N., SEIBLE, F. & CALVI, G.M. 1996. *Seismic design and retrofit of bridges*, John Wiley and Sons. New York.

PURNELL, P. & BEDDOWS, J. 2005. Durability and simulated ageing of new matrix glass fibre reinforced concrete. *Cement & Concrete Composites*; 27: 875–884.

PUTALLAZ, J.C. & DENARIE, E. 2006. Ultra high performance fiber reinforced composites (UHPFRC) for rehabilitation – 2. Case study - first application. *Conférence finale du projet SAMARIS*, Vol B, Structures.

RAMESH, K., SESHU, D.R. & PRABHAKAR. M. 2003. Constitutive behaviour of confined fibre reinforced concrete under axial compression. *Cement & Concrete Composite*, 25, 343–350.

RICHART, F.E., BRANDTZAEG, A. & BROWN, R.L. 1928. A study of the failure of concrete under combined compressive stresses, *Bulletin 185*, University of Illinois Engineering Experiment Station, Urbana, Ill. 104 pages.

RICHARD, P. & CHEYREZY, M. 1995. Composition of reactive powder concretes, *Cement and concrete research*, 25(7), 1501-1511.

RILEM 2000. *Test and design methods for steel fibre reinforced concrete (RILEM TC 162-TDF)*, Materials and structures, January-February, 3-5.

ROSSI, P. 1998. *Les bétons de fibres métalliques*, Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 309 pages.

ROY DELLA, M. 1987. New strong cement materials – chemically bonded ceramics. *Science*, 235, 651-658.

SEIBLE, F.; PRIESTLEY, G.A.H. & INNAMORATO, D. 1997. Seismic retrofit of RC Columns with continuous carbon fiber jackets. *Journal of Composites for Construction*, Vol.1, No. 2, 52-62.

SONG, P.S., HWANG, S. & SHEU, B.C. 2005. Strength properties of nylon- and polypropylene-fiber-reinforced concretes. *Cement and Concrete Research*; 35: 1546–1550

SONG, P.S. & HWANG, S. 2004. Mechanical properties of high-strength steel fiber-reinforced concrete. *Construction and Building Materials*; 18, 669–673

TAYLOR, A.W. 1999. Performance of reinforced concrete bridges in January 1995 Hyogoken Nanbu (Kobe) Earthquake. *Seismic response of concrete bridges*, ACI international S-187-4, 57-67.

TEPFERS, R. 1973. *A theory of bond applied to overlapped tensile reinforcement splices for deformed bars*, Chalmers University of Technology, Publication No. 73:2, Göteborg, Suède.

THOMPSON, M.K. 2002. *The anchorage behavior of headed reinforcement in CCT nodes and lap splices*. Ph.D., Faculty of graduate school, University of Texas at Austin, 453 pages.

VACHON, D. 2004. *Renforcement sismique de piles de ponts rectangulaires avec béton renforcé de fibres*, M.Sc.A, Département des génies civil, géologique et des mines, École Polytechnique de Montréal, 218 pages.



## ANNEXE I

### Autres résultats sur les piles de grande dimension

Cette annexe présente des résultats sous forme graphique qui, bien que moins intéressants pour l'analyse du présent projet, pourraient servir lors de modélisations futures. Il s'agit des résultats fournis par les LVDT verticaux installés sur les grandes faces. Dans un premier temps, la figure A.1 présente les valeurs des LVDT servant à mesurer la déformation de la corde le long du pilier S1. La figure A.2 présente les mêmes résultats mais cette fois pour le pilier S2. Sur ces figures, CN représente le côté nord alors que CS le côté sud. Il est important de noter que les mouvements captés par les LVDT sont nets, c'est-à-dire qu'ils n'incluent pas le soulèvement de la pile par rapport à la semelle. Les valeurs de CS pour S1 n'ont pas été mesurées adéquatement, elles ne sont donc pas présentées.

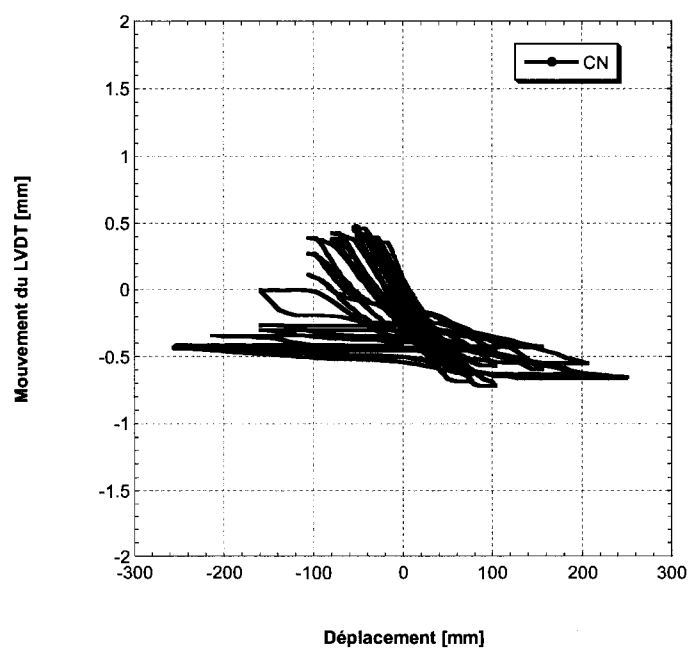
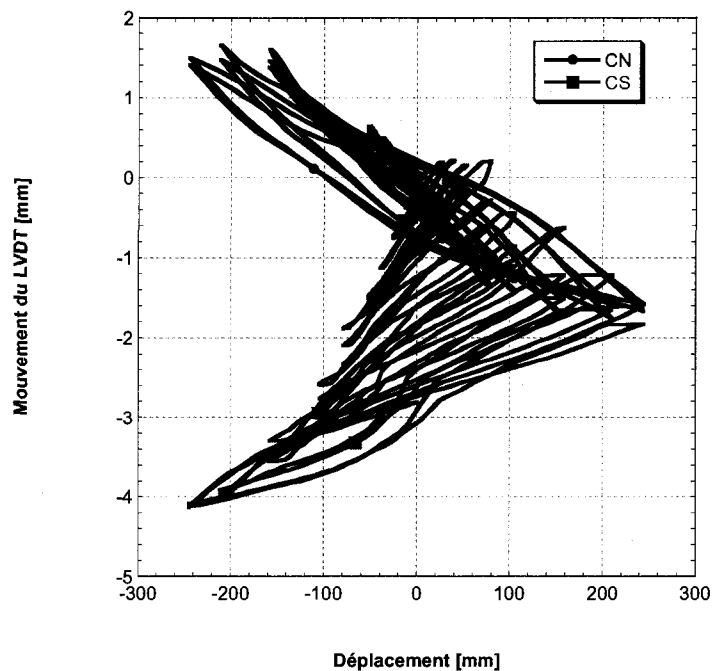


Figure A.1 : Déformation de la corde nord du spécimen S1



**Figure A.2 : Déformation des cordes du pilier S2**

Il est à noter que le LVDT de chaque face était positionné à 10 mm de la surface. Ainsi, la distance entre les LVDT CS et CN était donc de 520 mm. Une ficelle avait été attachée au bout de ces LVDT de manière à leur permettre de lire le mouvement de la fibre extrême des piliers sur 800 mm de long. Le taux de déformation est donc déterminé en divisant la mesure du LVDT par la longueur qu'il couvre, 800 mm.